

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

Michael Renê Mix Visintainer

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA
CANTONEIRA E COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA EM
ESTRUTURAS DE AÇO**

Santa Maria, RS
2017

Michael René Mix Visintainer

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA E
COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA EM ESTRUTURAS DE AÇO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. João Kaminski Junior
Coorientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Santa Maria, RS
2017

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Mix Visintainer, Michael Renê
Análise numérica de ligações viga-pilar com dupla cantoneira e com chapa de topo estendida em estruturas de aço / Michael Renê Mix Visintainer.- 2017.
151 p.; 30 cm

Orientador: João Kaminski Junior
Coorientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2017

1. Ligações em estruturas de aço 2. Ligações semirrígidas
3. Ligação viga-pilar 4. Ligações com dupla cantoneira 5.
Ligações com chapa de topo estendida I. Kaminski Junior,
João II. Sisniegas Alva, Gerson Moacyr III. Título.

Michael René Mix Visintainer

**ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA E
COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA EM ESTRUTURAS DE AÇO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 09 de março de 2017:

João Kaminski Junior, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Gerson Moacyr Sisnegas Alva, Dr. (UFU)
(Coorientador)

Marco Antônio Silva Pinheiro, Dr. (UFSM)

Zacarias Martin Chamberlain Pravia, Dr. (UPF)

Santa Maria, RS
2017

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Nilson e Clárisse, e à minha irmã Thaíza.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Universidade Federal de Santa Maria, ao Centro de Tecnologia e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFSM pela estrutura fornecida e seu corpo docente pelos ensinamentos durante esses dois anos.

Ao professor João Kaminski Junior por toda atenção proporcionada na orientação e por estar sempre disponível para me ajudar, mesmo possuindo muitas atividades para desenvolver.

Ao professor Gerson Moacyr Sisniegas Alva que apesar da distância, sempre esteve disponível para auxiliar no desenvolvimento da dissertação.

À minha família que mesmo longe, sempre procurou me apoiar, compreendendo os momentos que deixei de estar com eles e investiram na minha educação.

Aos meus colegas do curso e participantes do grupo de pesquisa NEst, em especial ao Marcelo Luiz Funez, ao Rubens Matheus Corrêa Fagundes, à Marciana Cocco e à Taís Gomes pela convivência e pelos anos de amizade.

À CAPES pelo apoio financeiro prestado através da bolsa de mestrado.

O que sabemos é uma gota, o que ignoramos é um oceano.

(Isaac Newton)

RESUMO

ANÁLISE NUMÉRICA DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR COM DUPLA CANTONEIRA E COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA EM ESTRUTURAS DE AÇO

AUTOR: Michael Renê Mix Visintainer
ORIENTADOR: João Kaminski Junior
COORIENTADOR: Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Este trabalho apresenta uma análise numérica de dois tipos de ligações viga-pilar em estruturas de aço, as ligações com dupla cantoneira e as ligações com chapa de topo estendida, a fim de avaliar seu comportamento quando submetidas à flexão simples. Sabe-se que o comportamento real de uma ligação em estrutura de aço não é exatamente aquele definido nos modelos idealizados, como perfeitamente rígido ou perfeitamente flexível, apresentando comportamento intermediário aos anteriores e denominado de semirrígido. Dessa forma, as referidas ligações foram escolhidas por representarem as idealizações opostas em projetos estruturais, sendo a ligação com dupla cantoneira usualmente considerada como perfeitamente flexível (articulada), apesar de possuir certa rigidez rotacional que a classificaria como semirrígida, e a ligação com chapa de topo estendida, usualmente adotada como perfeitamente rígida, podendo não possuir rigidez rotacional suficiente, dependendo da sua geometria, que a classificaria como semirrígida. A análise numérica foi realizada no programa ANSYS®, desenvolvido com base no Método dos Elementos Finitos, onde as condições de contorno, o comprimento da viga, as propriedades dos materiais e a forma de protensão nos parafusos foram alteradas para observar a variação no comportamento da ligação. Com a finalidade de obter resultados mais próximos do comportamento real, os modelos numéricos utilizaram elementos volumétricos, considerando as não-linearidades física e geométrica, contato entre os materiais e a protensão dos parafusos. Os deslocamentos na extremidade da viga e a curva momento-rotação obtidos numericamente foram comparados com resultados experimentais presentes na literatura e modelos analíticos. Observou-se que a dimensão do balanço da viga e a forma de protensão nos parafusos, seja por variação de temperatura ou utilizando o elemento de protensão do programa, não modificaram o comportamento da ligação. Além disso, apesar de algumas diferenças, os modelos numéricos apresentaram comportamentos similares aos resultados experimentais presentes na literatura, demonstrando o potencial da análise numérica com base no Método dos Elementos Finitos para obter o comportamento das ligações.

Palavras-chave: Ligações em estruturas de aço. Ligações semirrígidas. Ligação viga-pilar. Ligações com dupla cantoneira. Ligações com chapa de topo estendida.

ABSTRACT

NUMERICAL ANALYSIS OF BEAM-COLUMN CONNECTIONS WITH DOUBLE WEB-ANGLE AND WITH EXTENDED END-PLATE IN STEEL STRUCTURES

AUTHOR: Michael René Mix Visintainer
ADVISOR: João Kaminski Junior
CO-ADVISOR: Gerson Moacyr Sisniegas Alva

In order to evaluate their behavior when submitted to simple bending, this paper presents a numerical analysis of two beam-column connection types in steel structures, of double web-angle connections and of extended end-plate connections. It is widely known that the real behavior of a connection in steel structure is not exactly the one defined in idealized models, such as perfectly rigid or perfectly pinned. In fact, it demonstrates an intermediary behavior which is called semi-rigid. This way, the aforementioned connections were chosen because they represent the opposite idealizations in structural design. A connection with double web-angle is usually regarded as perfectly pinned, despite having a certain rotational stiffness that would classify it as semi-rigid, and an extended end-plate connection, usually assumed as perfectly rigid, may not have sufficient rotational stiffness, depending on its geometry, which would classify it as semi-rigid. Numerical analysis was carried out on the finite element method based program ANSYS®, in which contour conditions, beam length, material properties and manners to apply the pretension on bolts were changed to observe the variation in the connection behavior. In order to obtain results that are closer to real behavior, the numerical models used volumetric elements, considering material and geometrical non-linearity, contact between materials and bolt pretension. Displacements on the beam's end and the moment-rotation curve obtained numerically were compared with experimental results present in literature and analytical models. It was observed that both the beam length and the manners to apply the pretension, either by temperature variation or using program's pretension element, did not change the connection behavior. In addition, despite some differences, numerical models showed similar behavior to experimental results present in literature, demonstrating the potential of numerical analysis based on the Finite Element Method to obtain the behavior of the connections.

Keywords: Connections in steel structures. Semi-rigid connections. Beam-column connection. Double web-angle connections. Extended end-plate connections.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comportamento das ligações: (a) ligação perfeitamente rígida e (b) ligação semirrígida.	22
Figura 2.2 – Ligações típicas entre viga e pilar.	23
Figura 2.3 – Curva típica momento-rotação de ligações usuais.	24
Figura 2.4 – Curva momento-rotação destacando a rigidez tangente inicial e secante.	29
Figura 2.5 – Classificação das ligações segundo o AISC (2016).	30
Figura 2.6 – Modelo experimental adotado por Silva (2016).	33
Figura 2.7 – Modelo experimental com geometria cruciforme.	34
Figura 2.8 – Representação esquemática para o cálculo da rotação relativa.	34
Figura 2.9 – Tipos de ligações de acordo com Frye e Morris.	36
Figura 2.10 – Parâmetros para algumas tipologias de ligação.	38
Figura 2.11 – Parâmetros geométricos utilizados no modelo de Prabha <i>et al.</i> (2015).	41
Figura 2.12 – Modelo mecânico para ligações com dupla cantoneira.	42
Figura 2.13 – Método dos componentes aplicado a ligação com chapa de topo estendida.	43
Figura 3.1 – Ligação completamente soldada.	46
Figura 3.2 – Ligações ensaiadas por Chen e Lui (1988).	47
Figura 3.3 – Configuração da ligação com chapa de extremidade.	50
Figura 3.4 – (a) Modelo numérico da ligação viga mista-pilar do protótipo isolado “T”. (b) Detalhe de uma ligação utilizada.	51
Figura 3.5 – Curvas momento-rotação das ligações ensaiadas por Gong (2009). ...	52
Figura 3.6 – Discretização do modelo numérico utilizado por Ribeiro (1998).	53
Figura 3.7 – Modelo numérico da ligação analisada por Maggi.	54
Figura 3.8 – (a) Deformação de um dos protótipos evidenciando o efeito alavanca. (b) Modelo numérico da ligação “T”.	55
Figura 3.9 – Modelo numérico da ligação com chapa de topo estendida.	56
Figura 3.10 – (a) Montagem do protótipo e (b) modelo numérico da ligação.	57
Figura 3.11 – Colapso da ligação devido à concentração de tensões no modelo experimental.	58
Figura 3.12 – Ligação viga-pilar com dupla cantoneira e as configurações estudadas.	59
Figura 3.13 – Modelagem completa da viga e as restrições nos pilares.	60
Figura 3.14 – Refinamento da malha nas regiões 5, 6, 7 e 8.	60
Figura 3.15 – Modelo numérico elaborado por Prabha <i>et al.</i> (2015).	61
Figura 3.16 – Efeito da variação da distância entre a viga e o pilar no comportamento da ligação nos resultados numéricos.	62
Figura 3.17 – Comparação das curvas momento-rotação de Prabha <i>et al.</i> (2015)...	62
Figura 3.18 – Modelo numérico das ligações (a) com pino e (b) com dupla cantoneira.	63
Figura 4.1 – Modelo da ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada.	67
Figura 4.2 – Dimensões da viga W150x18 em milímetros.	68
Figura 4.3 – Dimensões do pilar e dos parafusos em milímetros.	68
Figura 4.4 – Dimensões das cantoneiras em milímetros.	68
Figura 4.5 – Modelo da ligação com chapa de topo estendida.	69
Figura 4.6 – Dimensões da viga VS 250x37, chapa de topo, pilar e parafusos em milímetros.	70

Figura 5.1 – Diagrama bilinear de tensão-deformação.	72
Figura 5.2 – Diagrama multilinear de tensão-deformação utilizados por Maggi (2004) na análise paramétrica. (a) aço ASTM A36 e (b) aço ASTM A325.	74
Figura 5.3 – Diagrama multilinear de tensão-deformação adotado na ligação com dupla cantoneira.	77
Figura 5.4 – Interfaces de contato da ligação com dupla cantoneira.	78
Figura 5.5 – Interfaces de contato da ligação com chapa de topo estendida.	79
Figura 5.6 – Geometria do elemento SOLID185.	81
Figura 5.7 – Geometria do elemento TARGE170.	83
Figura 5.8 – Geometria do elemento CONTA174.	83
Figura 5.9 – Profundidade do elemento no par de contato.	85
Figura 5.10 – Geometria do elemento PRETS179.	86
Figura 5.11 – Discretização da malha da ligação com dupla cantoneira e detalhe do parafuso.	87
Figura 5.12 – Discretização da malha da ligação com chapa de topo estendida e detalhe do parafuso.	89
Figura 5.13 – Condições de contorno aplicada na ligação com dupla cantoneira.	91
Figura 5.14 – Aplicação das forças nodais, em vermelho, na ligação com dupla cantoneira.	94
Figura 5.15 – Representação esquemática para obtenção da rotação relativa (θ_r).	96
Figura 5.16 – Nós utilizados para realizar a média dos deslocamentos horizontais.	97
Figura 6.1 – Distribuição de tensões normais nos parafusos conforme a sua direção nas ligações com dupla cantoneira.	104
Figura 6.2 – Deslizamento entre as superfícies de contato do parafuso superior que conecta a viga e as cantoneiras da ligação com dupla cantoneira.	106
Figura 6.3 – Distribuição de tensões normais nos parafusos nas ligações com chapa de topo estendida.	125
Figura 6.4 – Distribuição das tensões de von Mises no parafuso tracionado abaixo da mesa superior da viga da ligação com chapa de topo estendida com modelo bilinear.	127

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 – Diagrama multilinear de tensão-deformação para o aço ASTM A36 adotado na ligação com chapa de topo estendida.....	76
Gráfico 5.2 – Diagrama multilinear de tensão-deformação para o aço ASTM A325 adotado na ligação com chapa de topo estendida.....	76
Gráfico 6.1 – Curva momento-rotação dos modelos analíticos.....	100
Gráfico 6.2 – Comparação da curva momento-rotação entre os modelos analíticos e o modelo experimental da ligação com dupla cantoneira.....	101
Gráfico 6.3 – Deslocamento vertical na extremidade livre da viga em balanço de 1 metro da ligação com dupla cantoneira.....	105
Gráfico 6.4 – Deslocamento vertical na extremidade livre da viga em balanço de 1,3985 metro da ligação com dupla cantoneira.....	108
Gráfico 6.5 – Deslocamento vertical na extremidade da viga com apoio simetria da ligação com dupla cantoneira.....	109
Gráfico 6.6 – Comparação do deslocamento vertical na extremidade da viga entre os resultados numéricos e experimentais da ligação com dupla cantoneira.....	110
Gráfico 6.7 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira para o modelo com balanço de 1 metro.....	111
Gráfico 6.8 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira para o modelo de viga com balanço de 1,3985 metro.....	112
Gráfico 6.9 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira para o modelo com viga com apoio simetria.....	113
Gráfico 6.10 – Comparação entre as curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira com modelo linear e dimensões de balanço diferentes.....	114
Gráfico 6.11 – Comparação entre as curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira com modelo numérico linear e PRETS179.....	114
Gráfico 6.12 – Comparação das curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira entre os modelos analíticos e numérico.....	115
Gráfico 6.13 – Comparação das curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira entre os modelos numéricos e experimental.....	116
Gráfico 6.14 – Comparação de deslocamento para a ligação com dupla cantoneira: análises linear geométrica e não-linear geométrica.....	118
Gráfico 6.15 – Deslocamento vertical na extremidade livre da viga em balanço de 1 metro da ligação com dupla cantoneira solicitada até o seu colapso.....	119
Gráfico 6.16 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira, para o modelo com balanço de 1 metro, solicitada até o seu colapso.....	120
Gráfico 6.17 – Tempo de processamento dos modelos da ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada.....	122
Gráfico 6.18 – Deslocamento na extremidade livre da viga com balanço de 1 metro e ligação com chapa de topo estendida.....	126
Gráfico 6.19 – Deslocamento na extremidade livre da viga em balanço de 1,516 metro da ligação com chapa de topo estendida.....	128
Gráfico 6.20 – Deslocamento na extremidade da viga com apoio simetria da ligação com chapa de topo estendida.....	129

Gráfico 6.21 – Curvas força-deslocamento da viga em balanço de 1,516 metro para resultados numéricos e experimentais da ligação com chapa de topo estendida.	130
Gráfico 6.22 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida para o modelo da viga com balanço de 1 metro.	131
Gráfico 6.23 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida para o modelo com balanço de 1,516 metro.	132
Gráfico 6.24 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida para o modelo com apoio simetria.	133
Gráfico 6.25 – Comparação entre as curvas momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida e dimensões de balanço diferentes.	134
Gráfico 6.26 – Comparação entre as curvas momento-rotação dos modelos com balanço e com apoio simetria da ligação com chapa de topo estendida.	135
Gráfico 6.27 – Curvas momento-rotação para os protótipos CTEE – inclinômetro.	136
Gráfico 6.28 – Comparação da curva momento-rotação entre os modelos numéricos, com viga em balanço, e experimental da ligação com chapa de topo estendida.	137
Gráfico 6.29 – Comparação de deslocamento na extremidade da viga para as ligações com chapa de topo estendida: análise linear geométrica e não-linear geométrica.	139
Gráfico 6.30 – Comparação da curva momento-rotação para as ligações com chapa de topo estendida: análise linear geométrica e não-linear geométrica.	140
Gráfico 6.31 – Tempo de processamento dos modelos da ligação com chapa de topo estendida.	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo das classificações apresentadas.	31
Tabela 2.2 – Constantes de ajuste e parâmetro de padronização para o modelo polinomial de Frye-Morris.	37
Tabela 2.3 – Constantes de ajuste e parâmetro de padronização para o modelo potencial de Ang e Morris.	39
Tabela 3.1 – Autores e números de curvas momento-rotação experimentais.	48
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas para o diagrama bilinear.	73
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do diagrama multilinear para os modelos da análise experimental da ligação com chapa de topo estendida.	75
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas do diagrama multilinear para os modelos da análise nominal da ligação com chapa de topo estendida.	75
Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas para o diagrama multilinear da ligação com dupla cantoneira.	77
Tabela 5.5 – Dimensões dos elementos na malha adotada para cada peça da ligação LCPP.	88
Tabela 5.6 – Número de elementos e nós utilizados na malha da ligação LCPP com viga em balanço de 990 mm de comprimento.	88
Tabela 5.7 – Número de elementos e nós utilizados na malha da ligação LCPP com viga de 1388,5 mm de comprimento.	89
Tabela 5.8 – Dimensões dos elementos na malha adotada para cada peça da ligação CTEE1.	90
Tabela 5.9 – Número de elementos e nós utilizados na malha da ligação CTEE1... ..	90
Tabela 5.10 – Variação de temperatura aplicada no fuste dos parafusos.	93

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS	17
1.1.1	Objetivo geral	17
1.1.2	Objetivos específicos	18
1.2	JUSTIFICATIVA	18
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	19
2	CONCEITOS FUNDAMENTAIS	21
2.1	CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO	21
2.2	CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES	25
2.2.1	Classificação segundo o Eurocode 3 (2005)	25
2.2.2	Classificação segundo a NBR 8800 (2008)	27
2.2.3	Classificação segundo o AISC (2016)	28
2.2.4	Resumo das classificações apresentadas	31
2.3	OBTENÇÃO DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO	32
2.3.1	Modelos experimentais	32
2.3.2	Modelos analíticos	35
2.3.2.1	<i>Modelo de Frye e Morris (1975)</i>	35
2.3.2.2	<i>Modelo de Ang e Morris (1984)</i>	38
2.3.2.3	<i>Modelo de Prabha et al. (2015)</i>	40
2.3.3	Modelos mecânicos	41
2.3.4	Modelos numéricos	43
3	LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS	45
3.1	DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO	45
3.2	MODELOS NUMÉRICOS	49
3.2.1	Ligações viga-pilar com chapa de topo estendida	52
3.2.2	Ligações viga-pilar com dupla cantoneira	58
4	METODOLOGIA	65
4.1	GEOMETRIA DOS MODELOS	66
4.1.1	Ligação com dupla cantoneira	66
4.1.2	Ligação com chapa de topo estendida	69
5	MODELAGEM NUMÉRICA	71
5.1	CRITÉRIOS UTILIZADOS NA MODELAGEM	72
5.1.1	Modelos constitutivos para os materiais	72
5.1.2	Descontinuidades geométricas	77
5.1.3	Não-linearidade geométrica	80
5.2	ELEMENTOS UTILIZADOS NOS MODELOS	80
5.2.1	Elemento volumétrico	80
5.2.2	Elementos de contato	82
5.2.3	Elemento de protensão	85
5.3	DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	86
5.4	CONDIÇÕES DE CONTORNO	91
5.5	APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO	91
5.5.1	Aplicação da protensão nos parafusos	92
5.5.2	Aplicação das forças nodais	94
5.5.3	Solução incremental-iterativa	95
5.6	CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO	96
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES	98
6.1	LIGAÇÃO COM DUPLA CANTONEIRA	98

6.1.1	Modelos analíticos	98
6.1.1.1	<i>Modelo de Frye e Morris (1975)</i>	98
6.1.1.2	<i>Modelo de Ang e Morris (1984)</i>	99
6.1.1.3	<i>Modelo de Prabha et al. (2015)</i>	100
6.1.1.4	<i>Comparação dos modelos analíticos</i>	100
6.1.2	Modelos numéricos	102
6.1.2.1	<i>Aplicação de protensão nos parafusos</i>	102
6.1.2.2	<i>Deslocamento na extremidade da viga</i>	104
6.1.2.3	<i>Curva momento-rotação</i>	110
6.1.2.4	<i>Não-linearidade geométrica</i>	117
6.1.2.5	<i>Colapso da ligação</i>	118
6.1.2.6	<i>Tempo de processamento</i>	121
6.2	LIGAÇÃO COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA	123
6.2.1	Modelos analíticos	123
6.2.2	Modelos numéricos	124
6.2.2.1	<i>Aplicação de protensão nos parafusos</i>	124
6.2.2.2	<i>Deslocamento na extremidade da viga</i>	125
6.2.2.3	<i>Curva momento-rotação</i>	130
6.2.2.4	<i>Não-linearidade geométrica</i>	139
6.2.2.5	<i>Tempo de processamento</i>	140
7	CONCLUSÕES	143
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	146
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	148

1 INTRODUÇÃO

As ligações em estruturas de aço possuem um papel de grande importância, por serem responsáveis por transmitir os esforços entre as partes conectadas e, conseqüentemente, afetar o comportamento global da estrutura.

Na análise convencional de estruturas de aço, as ligações são consideradas como nós e o seu comportamento é idealizado como rígido ou articulado, a fim de facilitar a análise estrutural feita pelo projetista.

Ligações rígidas são aquelas em que não há rotação relativa entre os elementos conectados e há transferência total dos momentos fletores. No caso das ligações articuladas, a rotação relativa entre os elementos é livre e, por conseguinte, não há transmissão de momentos fletores.

Além da importância estrutural que a ligação representa, a sua escolha pode impactar no custo da obra, pois, de acordo com Bellei (2008), as ligações mais complexas podem apresentar custo até três vezes maior quando comparadas com ligações mais simples. Verifica-se, portanto, que as ligações rígidas são geralmente mais caras, quando comparadas com as ligações flexíveis, por necessitarem de elementos de grandes dimensões que resistam ao elevado momento fletor transmitido, além da complexidade de montagem que impacta na mão-de-obra.

A busca do engenheiro pela representação mais próxima da realidade do comportamento das ligações mostrou que as ligações se comportam de forma intermediária entre o comportamento perfeitamente rígido e o perfeitamente articulado, apresentando, portanto, um comportamento chamado semirrígido.

Souza (2013) destaca que algumas vantagens econômicas para o projeto estrutural podem ser proporcionadas quando as ligações são consideradas como semirrígidas, uma vez que elas podem garantir o comportamento adequado para a estrutura resistir a solicitações horizontais.

As ligações viga-pilar com dupla cantoneira parafusada-parafusada, com cantoneiras parafusadas na alma da viga e na mesa do pilar, apesar de apresentarem certa restrição à rotação relativa, são tradicionalmente consideradas no modelo estrutural como rotuladas. Essa consideração provoca instabilidade na

estrutura quando submetida à esforços horizontais, obrigando a utilização de elementos de contenção lateral. Além disso, ocorre o superdimensionamento da viga, pois devido à transferência de momento fletor, mesmo que pequena, entre a viga e o pilar, os momentos fletores desenvolvidos na viga são na realidade menores do que o esperado pelo comportamento idealizado.

As ligações com chapa de topo estendida são usualmente consideradas como rígidas nos modelos estruturais. Seu comportamento é o oposto ao apresentado pelas ligações com dupla cantoneira e, portanto, são estáveis à esforços horizontais. Porém, dependendo da geometria utilizada, a ligação pode não apresentar rigidez suficiente para classificá-la como rígida e a sua consideração idealizada pode estar subestimando os deslocamentos horizontais que realmente ocorreriam na estrutura.

Apesar do conhecimento do comportamento das ligações, os projetistas ainda têm dificuldade em considerar o comportamento real das ligações na análise estrutural. A principal delas é a obtenção da denominada curva momento-rotação, que traduz o comportamento da ligação em função do momento transmitido pela ligação e a rotação relativa entre os elementos conectados, por exemplo, entre a viga e o pilar.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O principal objetivo deste trabalho consiste em classificar de acordo com a rigidez rotacional e analisar numericamente o comportamento à flexão simples de dois tipos de ligações viga-pilar em estruturas de aço, a ligação com dupla cantoneira e a ligação com chapa de topo estendida, as quais são usualmente consideradas como perfeitamente flexíveis (articuladas ou rotuladas) e rígidas, respectivamente, na análise estrutural convencional.

1.1.2 Objetivos específicos

Para a realização deste trabalho será necessário alcançar os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver modelos numéricos que representem o comportamento mais próximo do real para as ligações viga-pilar com dupla cantoneira e com chapa de topo estendida, por meio da utilização do programa ANSYS® com base no Método dos Elementos Finitos;

- Obter e comparar o comportamento das duas ligações para diferentes condições de contorno, formas de aplicação de protensão nos parafusos, comprimentos de viga e modelos constitutivos dos materiais;

- Comparar os resultados numéricos com os modelos analíticos e resultados experimentais encontrados na literatura;

- Levar numericamente a ligação com dupla cantoneira ao colapso e obter o seu momento fletor resistente;

- Contribuir para futuras pesquisas e para o desenvolvimento de equações analíticas para a obtenção da curva momento-rotação que possibilitem a consideração do comportamento semirrígido das ligações pelos projetistas.

1.2 JUSTIFICATIVA

As ligações em estruturas de aço possibilitam um grande número de arranjos entre seus elementos, o que dificulta a obtenção da curva momento-rotação, a qual caracteriza a semirrigidez da ligação.

A forma mais correta de obter a curva momento-rotação seria testar em laboratório cada ligação a ser utilizada pelo projetista. Porém, essa alternativa demandaria um grande investimento de tempo e de recursos na elaboração de um projeto de estrutura de aço. Assim, esta alternativa fica limitada para fins acadêmicos.

Outra alternativa é a utilização de modelos analíticos presentes na literatura que, apesar da sua facilidade de aplicação, seus resultados são válidos apenas para os limites de dados experimentais de origem e os modelos podem apresentar diferenças entre si.

Neste contexto, nos últimos anos diversas pesquisas foram realizadas, mostrando que a análise numérica através do Método dos Elementos Finitos é uma importante ferramenta para o estudo de ligações viga-pilar. Aliado a isso, o desenvolvimento tecnológico possibilitou a realização de simulações cada vez mais próximas da realidade, como por exemplo, o uso de modelos tridimensionais com a consideração da não-linearidade do material, do problema de contato e da protensão dos parafusos.

Além disso, modelos numéricos permitem sem grandes custos adicionais a obtenção de resultados complementares aos que foram adquiridos experimentalmente, possibilitando modificar diferentes parâmetros como, a espessura dos elementos da ligação, a forma de aplicação do carregamento e até as propriedades dos materiais.

A escolha das ligações viga-pilar com dupla cantoneira parafusada-parafusada e das ligações com chapa de topo estendida deve-se ao fato de serem de simples execução, além de serem bastante utilizadas em projetos de estruturas de aço no Brasil e também por possuírem poucas informações que possibilitem a consideração do seu comportamento semirrígido pelos projetistas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho é organizado em sete capítulos, sendo que no primeiro capítulo são apresentadas algumas considerações iniciais, os objetivos e a justificativa do trabalho.

O segundo capítulo descreve alguns conceitos fundamentais necessários para melhor entendimento das ligações, como o comportamento das ligações, a sua divisão para classificação e as formas de obtenção da curva momento-rotação.

No terceiro capítulo é apresentado uma revisão bibliográfica sobre as ligações semirrígidas viga-pilar de forma a posicionar o leitor quanto à evolução histórica dos principais estudos sobre o tema, além de descrever algumas pesquisas relacionadas especificamente às ligações com chapa de topo estendida e ligações com dupla cantoneira.

O quarto capítulo apresenta a metodologia adotada e a configuração geométrica das ligações viga-pilar modeladas.

Os critérios utilizados na modelagem numérica, como as propriedades dos materiais, a não-linearidade geométrica, elementos adotados no programa, assim como todas as etapas realizadas para aplicação do carregamento e condições de contorno são apresentadas no quinto capítulo.

No sexto capítulo são apresentados os resultados obtidos dos modelos numéricos, os quais são comparados com os resultados dos modelos analíticos e experimentais encontrados na literatura.

Por fim, o sétimo capítulo apresenta as conclusões da pesquisa realizada e sugestões para futuras pesquisas.

2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

2.1 CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

Como existem diversas geometrias e configurações de ligações, a melhor maneira de traduzir o comportamento de uma ligação é através da chamada curva momento fletor-rotação ($M-\theta$), ou seja, relaciona-se o momento fletor com a rotação relativa entre os elementos conectados, por exemplo, entre a viga e o pilar.

Para o melhor entendimento, a Figura 2.1a apresenta uma viga biengastada com carregamento uniformemente distribuído (q). Dessa forma, o momento fletor nos apoios é dado por:

$$M_E = \frac{qL^2}{12} \quad (1)$$

Sabendo que a ligação não se comporta da forma idealizada, a Figura 2.1b apresenta a viga com uma rotação θ nos apoios, portanto, o momento fletor transmitido será reduzido em:

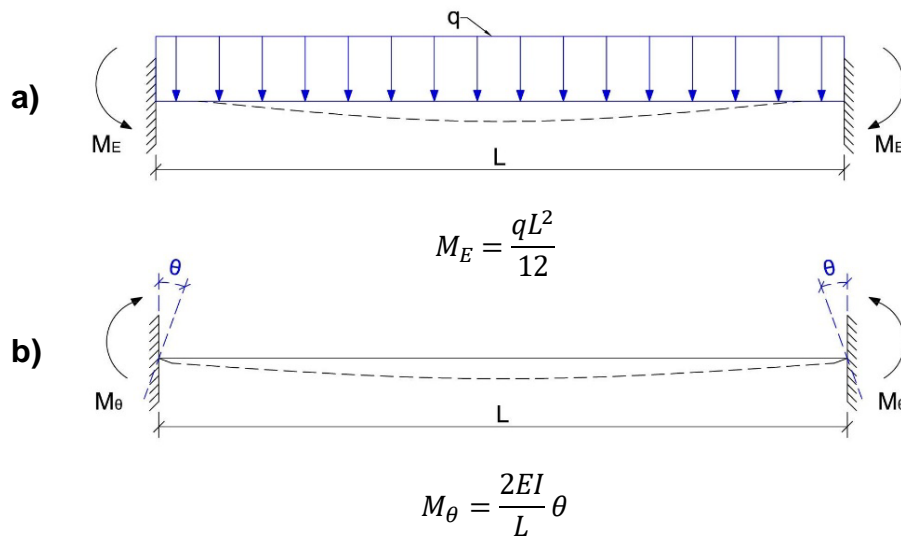
$$M_\theta = \frac{4EI}{L} \theta - \frac{2EI}{L} \theta = \frac{2EI}{L} \theta \quad (2)$$

Logo, o momento fletor que realmente será transmitido pela ligação semirrígida é obtido pela soma vetorial desses dois momentos:

$$M = M_E - M_\theta = \frac{qL^2}{12} - \frac{2EI}{L} \theta \quad (3)$$

Através da Equação 3, fica evidente que numa ligação perfeitamente rígida, que, apresenta giro relativo nulo ($\theta = 0$), o momento transmitido vale $M = qL^2/12$, enquanto que numa ligação perfeitamente articulada, na qual o momento transmitido é nulo ($M = 0$), tem-se que $\theta = qL^3/(24EI)$, que equivale ao valor da rotação nos apoios de uma viga biapoiada.

Figura 2.1 – Comportamento das ligações: (a) ligação perfeitamente rígida e (b) ligação semirrígida.

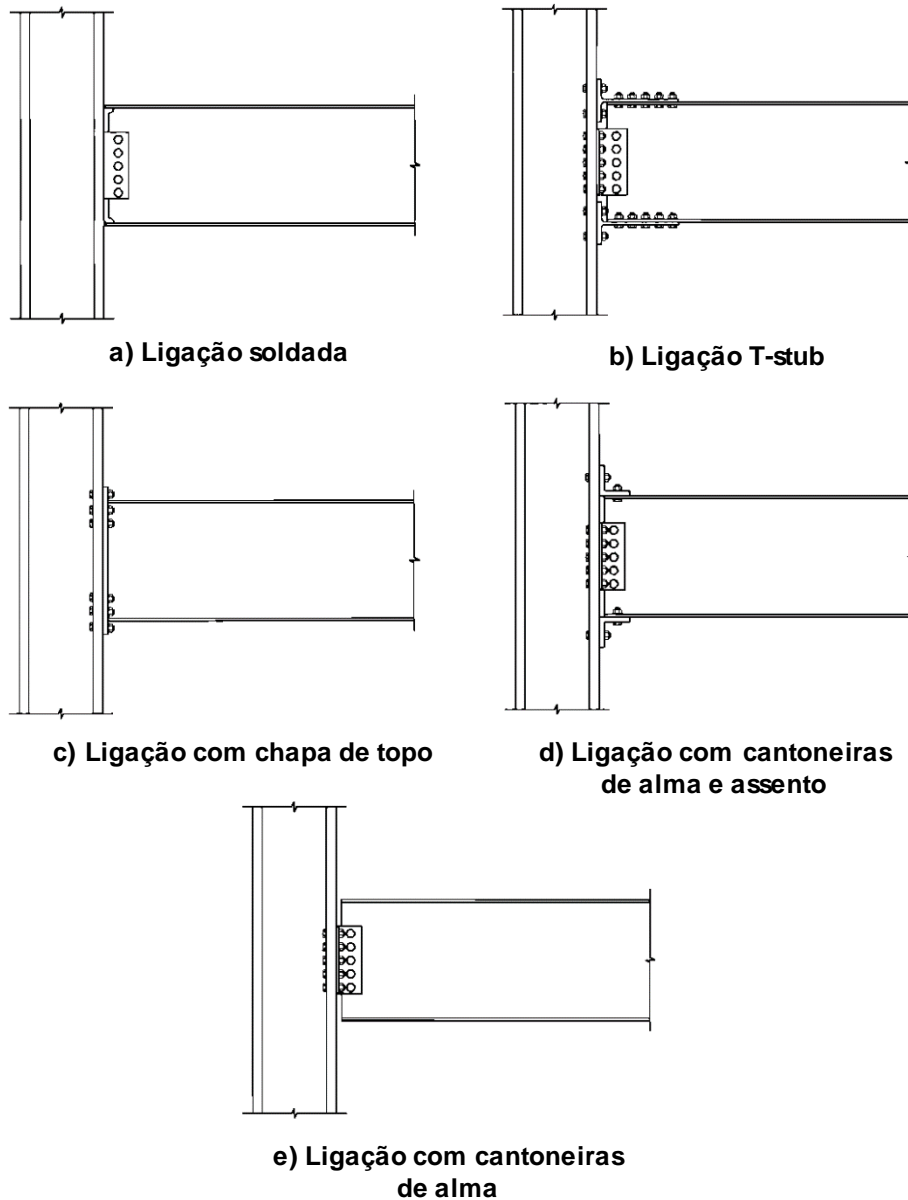


Fonte: Adaptação de Maggi (2004).

Maggi (2004) destaca que “a semirrígidez de uma ligação pode ser entendida como uma parcela do momento total aplicado que, em termos de energia de deformação, é transformado em rotação por deformações localizadas”.

Para melhor visualização dessas curvas e para permitir comparação entre elas, Swanson (1999) apresenta algumas ligações viga-pilar utilizadas em edifícios (Figura 2.2) e a curva típica momento-rotação de cada ligação (Figura 2.3), relacionando a rotação da ligação com a relação entre o momento aplicado ($M_{\text{ligação}}$) e o momento de plastificação da viga ($M_{p,\text{viga}}$).

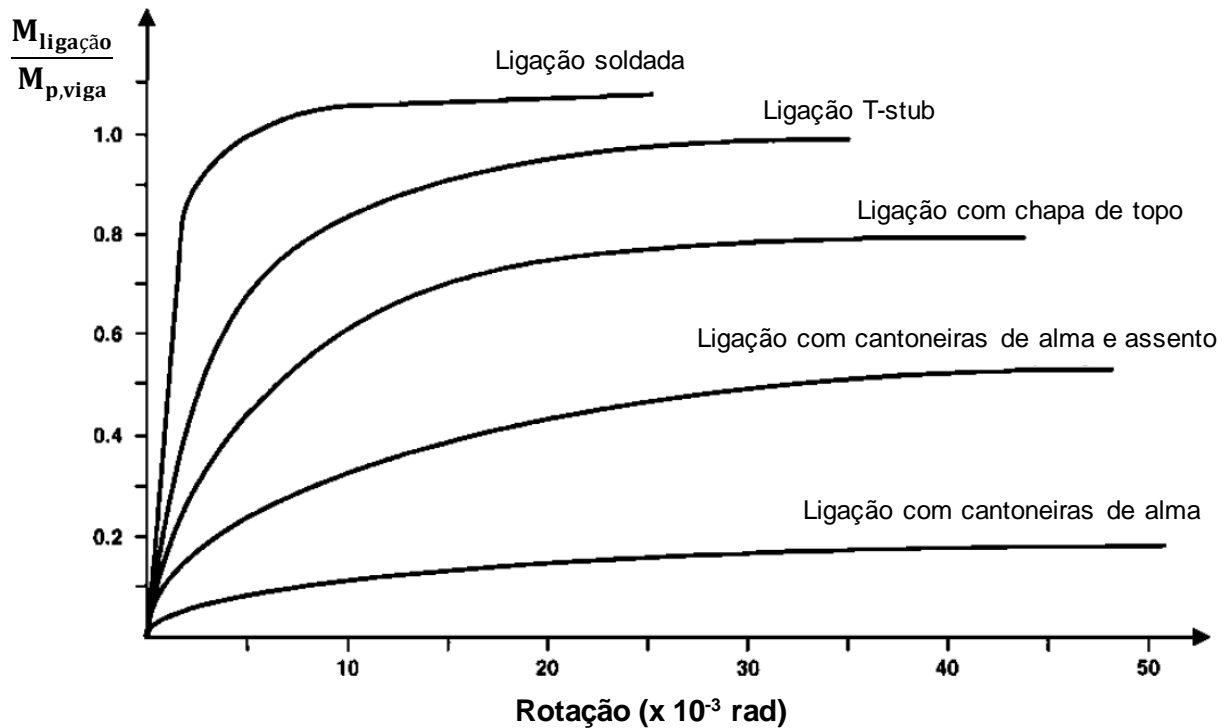
Figura 2.2 – Ligações típicas entre viga e pilar.



Fonte: Adaptação de Sawson (1999).

As ligações apresentadas na Figura 2.2 podem possuir geometrias variadas, como por exemplo, a ligação soldada pode não apresentar a chapa parafusada para ligação da alma da viga com a mesa do pilar, ou ainda, a ligação com chapa de topo pode não apresentar extensão para um dos seus lados.

Figura 2.3 – Curva típica momento-rotação de ligações usuais.



Fonte: Adaptação de Sawnson (1999).

Nota-se pela Figura 2.3 que a ligação soldada é o tipo de ligação mais próximo das ligações idealizadas como rígidas, apresentando maior resistência, mas com reduzida capacidade rotacional. Verifica-se também que a ligação com chapa de topo apresenta grande resistência, sendo usualmente adotada como rígida nos modelos estruturais. Por outro lado, as ligações com cantoneiras de alma, são geralmente classificadas como flexíveis, possuindo grande capacidade rotacional.

De acordo com Morris e Packer (1987), o comportamento da ligação, ou seja, a curva momento-rotação da ligação depende basicamente dos seguintes fatores:

- tipo e diâmetro dos parafusos;
- distância dos parafusos à face da coluna;
- espessura das cantoneiras e chapas de ligação;
- altura da viga e da ligação;
- presença ou não de enrijecedores na coluna;
- modo de ligação da viga à coluna (flange ou alma);
- espessura do flange (ou alma) da coluna, e

- h) limite de escoamento do material da viga, da coluna e dos elementos de ligação.

Observa-se que a curva-momento rotação é muito complexa e apresenta diversas variáveis, citadas anteriormente, que influenciam no seu comportamento.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Segundo Bergamasco (2012) a criação de sistemas de classificação das ligações possui o papel de facilitar o discernimento do calculista de forma que a ligação escolhida se comporte conforme o que foi idealizado.

Para Maggi (2004), a definição dos limites de rigidez e resistência não apresentam uma classificação facilmente observada, além disso, a rigidez inicial das ligações é um parâmetro importante para os estados limites de serviço, enquanto que para os estados limites últimos, os parâmetros de resistência e capacidade rotacional são mais importantes.

Dessa forma, diversos sistemas de classificação foram desenvolvidos e geralmente dividem as ligações de acordo com seus parâmetros de resistência ou rigidez, como será visto adiante.

2.2.1 Classificação segundo o Eurocode 3 (2005)

O Eurocode 3 (2005) define que as ligações podem ser classificadas por sua rigidez ou por sua resistência.

- a) Classificação quanto à rigidez

Quanto a rigidez, as ligações podem ser classificadas em três tipos:

- a) **ligações rotuladas:** são as ligações capazes de transmitir os esforços internos sem desenvolver momentos significativos, além disso, essas ligações apresentam rotações livres entre os elementos;

- b) **ligações rígidas:** são ligações que possuem rigidez rotacional suficiente para justificar a análise baseada em continuidade total, ou seja, há transmissão total dos momentos entre as barras;
- c) **ligações semirrígidas:** são as ligações que não atendem as especificações anteriores, portanto, transmitem momentos fletores de forma parcial entre os elementos.

Utilizando a rigidez tangente inicial ($S_{j,ini}$), a ligação é classificada como rígida caso atenda a Equação 4, onde k é igual a 8 para pórticos em que o sistema de contenção lateral reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%. Para os demais pórticos, “ k ” assume o valor de 25 com $K_b/K_c \geq 0,1$ e caso $K_b/K_c < 0,1$, a ligação passa a ser considerada como semirrígida.

$$S_{j,ini} \geq kEI_b/L_b \quad (4)$$

As ligações rotuladas devem atender a Equação 5, enquanto que as ligações semirrígidas são classificadas quando a rigidez inicial da ligação se encontra entre os valores das Equações 4 e 5.

$$S_{j,ini} \leq 0,5EI_b/L_b \quad (5)$$

na qual:

I_b é o momento de inércia da viga;

I_c é o momento de inércia do pilar;

L_b é o vão da viga considerado de eixo a eixo dos pilares;

L_c é a altura do andar para um pilar;

K_b é valor médio de I_b/L_b de todas as vigas no topo do pavimento;

K_c é valor médio de I_c/L_c de todos os pilares do pavimento.

A norma europeia ainda cita que as ligações rotuladas e rígidas podem ser tratadas como semirrígidas na análise estrutural.

b) Classificação quanto à resistência

Quanto à resistência, o Eurocode 3 (2005) divide as ligações em ligações com resistência total, ligações rotuladas e ligações com resistência parcial, comparando o momento resistente da ligação ($M_{j,Rd}$) com o momento resistente dos elementos conectados. Os limites de classificação são:

- a) **ligações rotuladas:** são ligações que o momento resistente da ligação ($M_{j,Rd}$) é menor do que 25% do momento resistente dos elementos a ligar. Esse tipo de ligação não transmite momentos significativos que podem afetar os elementos da estrutura como um todo;
- b) **ligações com resistência total:** são ligações que o momento resistente da ligação não deve ser menor do que o momento resistente dos elementos conectados. Além disso, devem obedecer aos seguintes critérios:
 - Nas ligações viga-pilar que não apresentam continuidade dos pilares, o momento resistente da ligação deve ser maior que o momento de plastificação da viga e do pilar, simultaneamente;
 - Nas ligações viga-pilar que apresentam continuidade dos pilares, o momento resistente da ligação deve ser maior que o momento de plastificação da viga e maior do que duas vezes o momento de plastificação do pilar.
- c) **ligações com resistência parcial:** são as ligações que possuem comportamento intermediário das ligações citadas anteriormente.

2.2.2 Classificação segundo a NBR 8800 (2008)

A classificação da NBR 8800 (2008) é derivada do Eurocode 3 (2005) quanto à rigidez. Portanto, na análise estrutural elástica, a ligação é considerada como rotulada quando a Equação 6 for satisfeita.

$$S_i \leq 0,5EI_v/L_v \quad (6)$$

No caso das ligações rígidas, deve-se satisfazer a Equação 7, onde o limite só pode ser usado quando, em cada andar, for satisfeita a relação $K_v/K_p \geq 0,1$. Caso a Equação 7 seja satisfeita, mas $K_v/K_p < 0,1$, a ligação é considerada como semirrígida.

$$S_i \geq 25EI_v/L_v \quad (7)$$

na qual:

S_i é a rigidez da ligação correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, sendo chamada de rigidez inicial.

I_v é o momento de inércia da viga no plano da estrutura;

I_p é o momento de inércia do pilar no plano da estrutura;

L_v é o vão de uma viga considerado de eixo a eixo dos pilares;

L_p é a altura do andar para um pilar;

K_v é valor médio de I_v/L_v para todas as vigas no topo do andar;

K_p é valor médio de I_p/L_p para todos os pilares do andar.

Nos casos intermediários, a ligação é considerada semirrígida e de acordo com a NBR 8800 (2008), “em qualquer caso, para a análise elástica, a ligação pode ser considerada como semirrígida, com rigidez S_i constante durante todo o carregamento”.

A NBR 8800 (2008) ainda remete ao Eurocode 3 Parte 1-8 para obter o valor da rigidez inicial S_i , ou ainda através de ensaios experimentais.

2.2.3 Classificação segundo o AISC (2016)

O *American Institute of Steel Construction* (2016) divide as ligações em dois grandes grupos com base na rigidez da ligação:

a) **ligações simples**: são aquelas ligações que transmitem momentos desprezíveis, ou seja, são as chamadas ligações flexíveis. Portanto, na

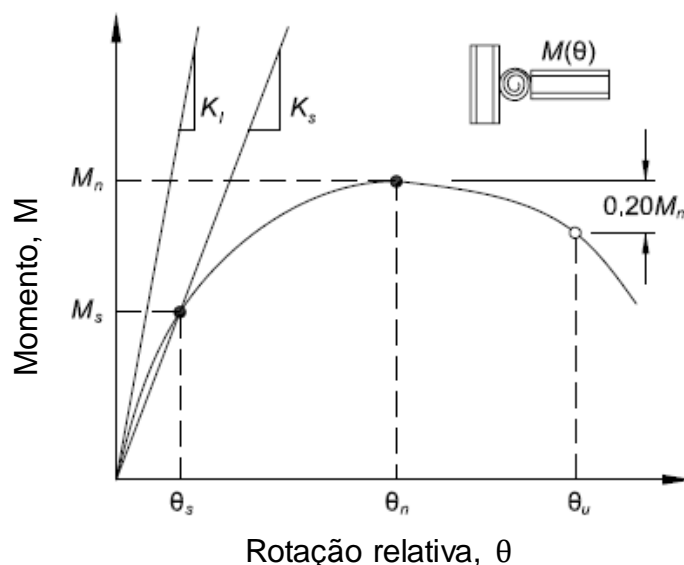
análise estrutural, nesse tipo de ligação é assumido que o giro relativo entre os elementos é livre;

- b) **ligações que transmitem momento**: as ligações que transmitem momento são divididas novamente em dois tipos:
- ligações completamente restringidas (FR - *fully restrained*): são aquelas ligações que transmitem momento com uma rotação relativa desprezível, ou seja, o contrário das ligações simples. Portanto, são as chamadas ligações perfeitamente rígidas;
 - ligações parcialmente restringidas (PR - *partially restrained*): são as ligações que transmitem momento fletor, mas apresentam rotação relativa entre os elementos conectados, portanto, é o tipo de ligação que possui um comportamento intermediário entre as ligações FR e as ligações simples.

Dessa forma, a curva momento-rotação define o comportamento da ligação e a classificação das ligações pode ser feita pela sua rigidez ou resistência.

Como a curva momento-rotação apresenta um comportamento não linear, mesmo para baixos valores de momento-rotação, a rigidez tangente inicial (K_i) pode não caracterizar adequadamente o comportamento da ligação, dessa forma, utiliza-se a rigidez secante (K_s). Esses parâmetros estão apresentados na Figura 2.4.

Figura 2.4 – Curva momento-rotação destacando a rigidez tangente inicial e secante.



Quanto à rigidez, a ligação é considerada pelo AISC (2016) como completamente restringida (rígida) quando a Equação 8 é satisfeita.

$$K_s \geq \frac{20EI_b}{L_b} \quad (8)$$

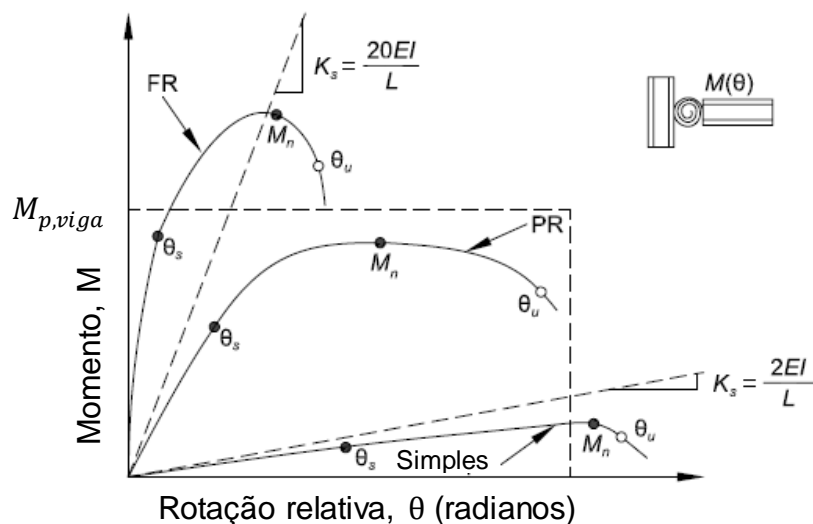
Por outro lado, as ligações são consideradas como simples (flexíveis) quando a Equação 9 é satisfeita. No caso das ligações que apresentam rigidez entre os valores da Equação 8 e 9, a ligação é considerada como parcialmente restringida (semirrígida).

$$K_s \leq \frac{2EI_b}{L_b} \quad (9)$$

Sendo, EI_b a rigidez à flexão da viga e L_b o comprimento da viga.

Graficamente, esses valores podem ser visualizados na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Classificação das ligações segundo o AISC (2016).



Fonte: Adaptação de *American Institute of Steel Construction* (2016).

Quanto a resistência da ligação, a Figura 2.5 ainda apresenta o máximo momento fletor (M_n) que a ligação é capaz de suportar. Enquanto que a máxima rotação relativa da ligação é apresentada por θ_u . No caso das ligações que não

apresentam esse pico de M_n , o AISC (2016) recomenda que a resistência pode ser tomada como o momento para uma rotação de 0,02 rad.

A norma americana ainda apresenta um limite inferior de resistência, onde, ligações que transmitem menos do que 20% do momento de plastificação da viga com 0,02 rad de rotação podem ser consideradas como flexíveis, portanto, não apresentam resistência à rotação para projeto.

Destaca-se ainda que as ligações completamente restringidas podem possuir resistência menor do que o momento de plastificação da viga. Também é possível que ligações parcialmente restringidas apresentem resistência superior ao momento de plastificação da viga.

2.2.4 Resumo das classificações apresentadas

Os limites das três classificações citadas anteriormente são apresentados resumidamente na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Resumo das classificações apresentadas.

	Eurocode 3 (2005)	NBR 8800 (2008)	AISC (2016)
Rigidez	Tangente inicial ($S_{j,ini}$)	Secante (S_i)	Secante (K_s)
Ligação rotulada	$S_{j,ini} \leq 0,5EI_b/L_b$	$S_i \leq 0,5EI_v/L_v$	$K_s \leq 2EI_b/L_b$
Ligação rígida	$S_{j,ini} \geq kEI_b/L_b^{(a)(b)}$	$S_i \geq 25EI_v/L_v^{(c)}$	$K_s \geq 20EI_b/L_b$

(a) $k = 8$ para pórticos em que o sistema de contenção lateral reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%. Para os demais, “k” assume o valor 25.

(b) deve-se satisfazer a relação $K_b/K_c \geq 0,1$ para cada andar.

(c) deve-se satisfazer a relação $K_v/K_p \geq 0,1$ para cada andar.

Lembrando que a ligação é classificada como semirrígida para os casos intermediários aos limites apresentados. Além disso, caso a rigidez rotacional seja superior ao limite apontado para a classificação como rígida, mas não satisfaça as observações apontadas, a ligação também é classificada como semirrígida.

2.3 OBTENÇÃO DA CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

Uma vez que a curva momento-rotação é a melhor forma de descrever o comportamento da ligação, torna-se necessária a sua obtenção. Isso pode ser feito, frequentemente, através de quatro métodos.

2.3.1 Modelos experimentais

Caracterizam-se por serem os mais precisos para obter a curva momento-rotação. Apesar disso, demandam muito tempo e investimento, tornando inviável a sua utilização nos projetos correntes, restringindo-se a atividades de pesquisa.

Como nos ensaios experimentais algumas vezes não é possível a obtenção de todos os dados necessários, seja por restrições na instrumentação ou pela não possibilidade de posicionar os instrumentos em certos locais, muitas vezes os programas experimentais são realizados em conjunto com os modelos numéricos de forma a validar os resultados numéricos e obter resultados adicionais.

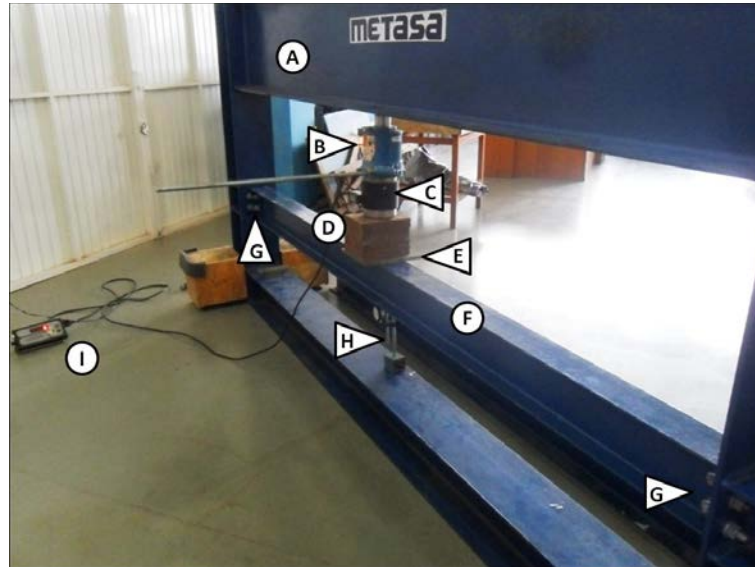
Velasco *et al.* (2014) destacam o cuidado da concepção dos experimentos, procurando sempre ter em mente o que esperar e o que obter durante o ensaio. Os autores ainda citam uma técnica que consiste na elaboração detalhada das trajetórias dos esforços atuantes na estrutura. Dessa forma, as partes da estrutura que estão sujeitas a esforços são conhecidas para a correta identificação dos locais necessários para instrumentação.

Outra característica dos ensaios experimentais é a necessidade da repetição dos mesmos, o que conduz ao elevado custo e demanda de tempo desse modelo de obtenção da curva momento-rotação. Velasco *et al.* (2014) relatam a importância da repetição para esclarecer dúvidas quanto aos resultados de instrumentação e garantir que os resultados do ensaio não foram casuais.

No caso da obtenção da curva momento-rotação, a geometria para ensaiar a ligação pode ser variada. Cita-se a configuração adotada por Silva (2016), onde o autor utilizou o vão inteiro da viga e conectou suas extremidades ao pórtico

autoportante através das ligações com dupla cantoneira (Figura 2.6). A aplicação do carregamento foi realizada no meio do vão da viga.

Figura 2.6 – Modelo experimental adotado por Silva (2016).



Legenda: (A) pórtico, (B) macaco hidráulico, (C) célula de carga, (D) placas para compensação da altura, (E) placa para distribuição da carga, (F) viga, (G) ligações, (H) relógio comparador e (I) mostrador do valor da carga.

Fonte: Silva (2016).

Outra opção é a configuração cruciforme adotada por Ribeiro (1998), Maggi (2004) e Prabha *et al.* (2015), que possibilita o ensaio simultâneo de um par de ligações, com o carregamento realizado sobre o pilar (Figura 2.7). Destaca-se que com essa configuração, nas ligações com chapa de topo estendida, a mesa tracionada acaba ficando na parte inferior, ou seja, a viga é ensaiada invertida, com a extensão da chapa de topo na parte inferior.

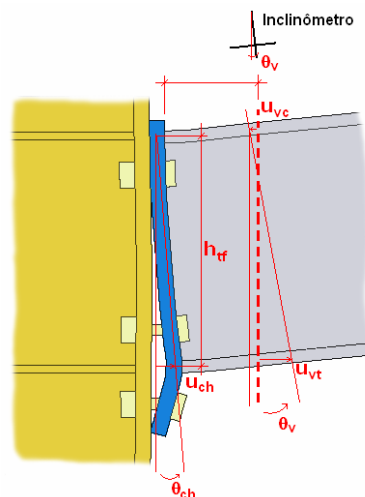
Figura 2.7 – Modelo experimental com geometria cruciforme.



Fonte: Maggi (2004).

Maggi (2004) destaca que nas ligações com chapa de topo estendida, existe a dificuldade em determinar a rotação relativa entre a viga e o pilar. Tradicionalmente considera-se no cálculo da rotação relativa que o centro de rotação dessa ligação localiza-se no plano médio da mesa comprimida da viga (Figura 2.8). Dessa forma calcula-se a rotação (ϕ_{ch}) através da relação entre a abertura provocada na chapa de topo (u_{ch}) e a distância entre os planos médios das mesas (h_{tf}).

Figura 2.8 – Representação esquemática para o cálculo da rotação relativa.



Fonte: Maggi (2004).

Apesar disso, o ponto de rotação ocorre geralmente acima da mesa comprimida e, portanto, em ligações com chapas mais flexíveis os valores de rotação podem ser subestimados. Dessa forma, o autor cita a utilização de um inclinômetro localizado uma seção próxima da ligação para o cálculo da rotação, denominada de ϕ_v na Figura 2.8.

Apesar da realização de diversas pesquisas sobre ligações metálicas e seu agrupamento em banco de dados, como, por exemplo, o *Steel Connection Data Bank* (SCDB), a diversidade de arranjos entre os elementos presentes nas ligações limitam as chances de um projetista encontrar nesses bancos de dados uma ligação com geometria idêntica à que deve ser utilizada no projeto.

2.3.2 Modelos analíticos

Os modelos analíticos utilizam os resultados experimentais para a calibração da curva momento-rotação, portanto, são válidos apenas para os limites dos dados de origem. São os modelos mais aplicáveis pelos projetistas, pois utilizam expressões matemáticas para descrever a curva momento-rotação. Entre eles, citam-se:

2.3.2.1 Modelo de Frye e Morris (1975)

Baseia-se em uma equação polinomial para a representação da curva momento-rotação, conforme a Equação 10 e sua simplicidade facilita a aplicação pelos projetistas.

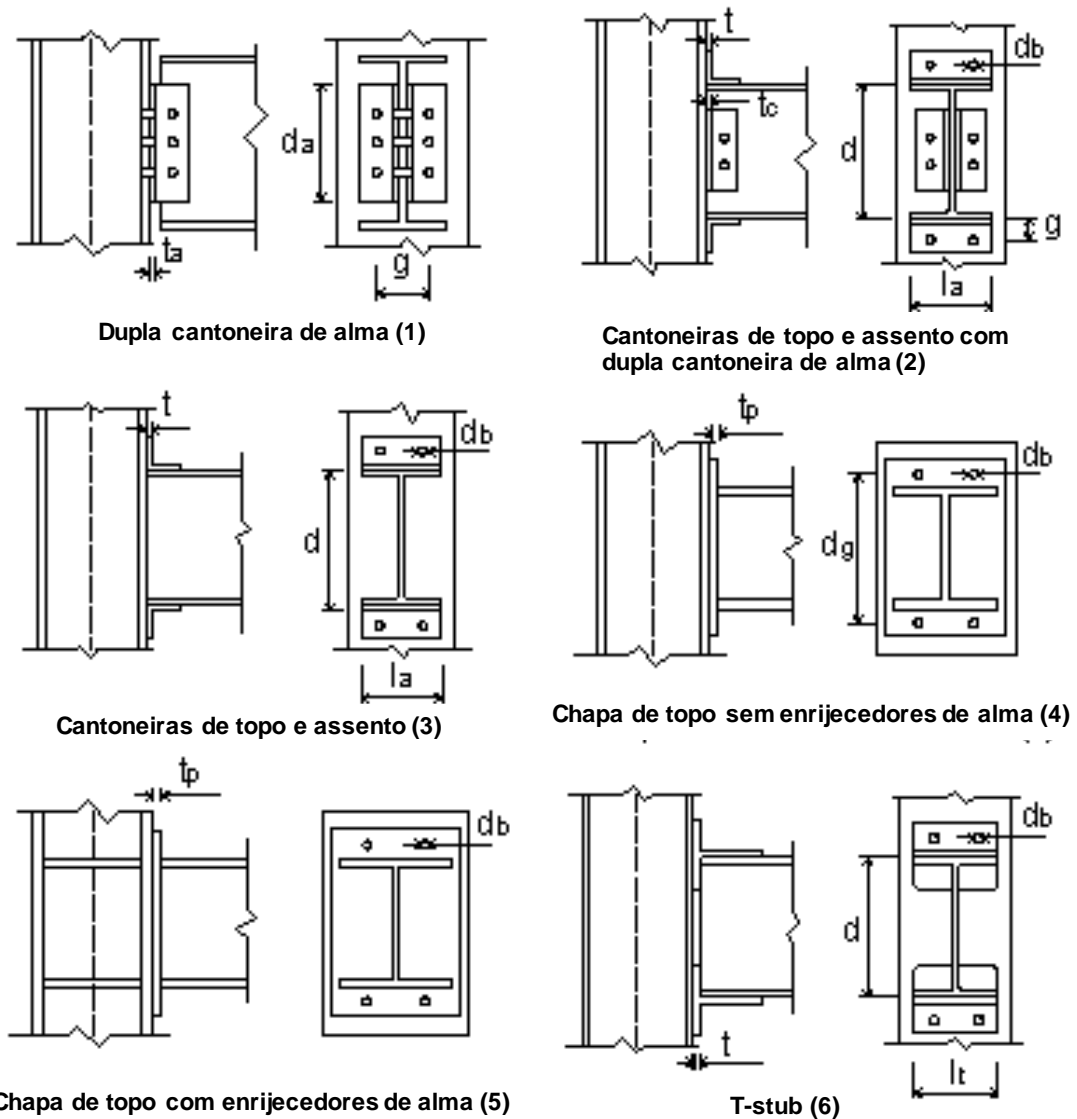
As ligações são divididas em categorias de acordo com a ligação a ser utilizada (Figura 2.9).

$$\theta = C_1(KM) + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (10)$$

na qual:

θ é a rotação relativa entre os elementos conectados (rad);
 M é o momento fletor na ligação (in.kip);
 K é o parâmetro que depende da geometria e do tipo da ligação;
 C_1, C_2 e C_3 são as constantes de ajuste da curva.

Figura 2.9 – Tipos de ligações de acordo com Frye e Morris.



Fonte: Adaptação de Chen *et al.* (1996 apud HAYALIOGLU E DEGERTEKIN, 2005).

Conhecendo o tipo de ligação a ser utilizada, utilizam-se os valores da Tabela 2.2 para aplicar na Equação 10.

De acordo com Frye e Morris (1975), o modelo proposto apresentou, com poucas exceções, grande precisão quando comparado com as curvas dos testes utilizados para a geração do modelo.

Tabela 2.2 – Constantes de ajuste e parâmetro de padronização para o modelo polinomial de Frye-Morris.

Tipo de ligação	Constantes de ajuste	Parâmetro de padronização
1	$C_1=3,66 \times 10^{-4}$	$K = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15}$
	$C_2=1,15 \times 10^{-6}$	
	$C_3=4,57 \times 10^{-8}$	
2	$C_1=2,23 \times 10^{-5}$	$K = d^{-1,287} t^{-1,128} t_c^{0,415} l_a^{-0,694} g^{1,35}$
	$C_2=1,85 \times 10^{-8}$	
	$C_3=3,19 \times 10^{-12}$	
3	$C_1=8,46 \times 10^{-4}$	$K = d^{-1,5} t^{-0,5} l_a^{-0,7} d_b^{-1,5}$
	$C_2=1,01 \times 10^{-4}$	
	$C_3=1,24 \times 10^{-8}$	
4	$C_1=1,83 \times 10^{-3}$	$K = d_g^{-2,4} t_p^{-0,4} d_b^{-1,5}$
	$C_2=1,04 \times 10^{-4}$	
	$C_3=6,38 \times 10^{-6}$	
5	$C_1=1,79 \times 10^{-3}$	$K = d_b^{-2,4} t_p^{-0,6}$
	$C_2=1,76 \times 10^{-4}$	
	$C_3=2,04 \times 10^{-4}$	
6	$C_1=2,10 \times 10^{-4}$	$K = d^{-1,5} t^{-0,5} l_t^{-0,7} d_b^{-1,1}$
	$C_2=6,20 \times 10^{-6}$	
	$C_3=-7,60 \times 10^{-9}$	

Fonte: Faella *et al.* (2000 *apud* HAYALIOGLU E DEGERTEKIN, 2005).

Destaca-se que o modelo polinomial de Frye e Morris emprega o sistema inglês de unidades. Assim, na Tabela 2.1 as unidades de força estão em kips (1 kip = 4,45 kN) e as unidades de comprimento em polegadas (1 in = 2,54 cm). Além disso, Díaz *et al.* (2011) citam que esse modelo pode apresentar valores negativos de inclinação da curva momento-rotação em algumas situações, o que é fisicamente irreal.

2.3.2.2 Modelo de Ang e Morris (1984)

Ang e Morris (1984) utilizaram o mesmo procedimento utilizado por Frye e Morris, mas substituíram a curva polinomial pela curva do modelo potencial de Ramberg e Osgood (1943) apresentado na Equação 11.

$$\frac{\theta}{\theta_0} = \frac{KM}{(KM)_0} \left[1 + \left(\frac{KM}{(KM)_0} \right)^{n-1} \right] \quad (11)$$

onde:

θ é a rotação relativa entre os elementos conectados (rad);

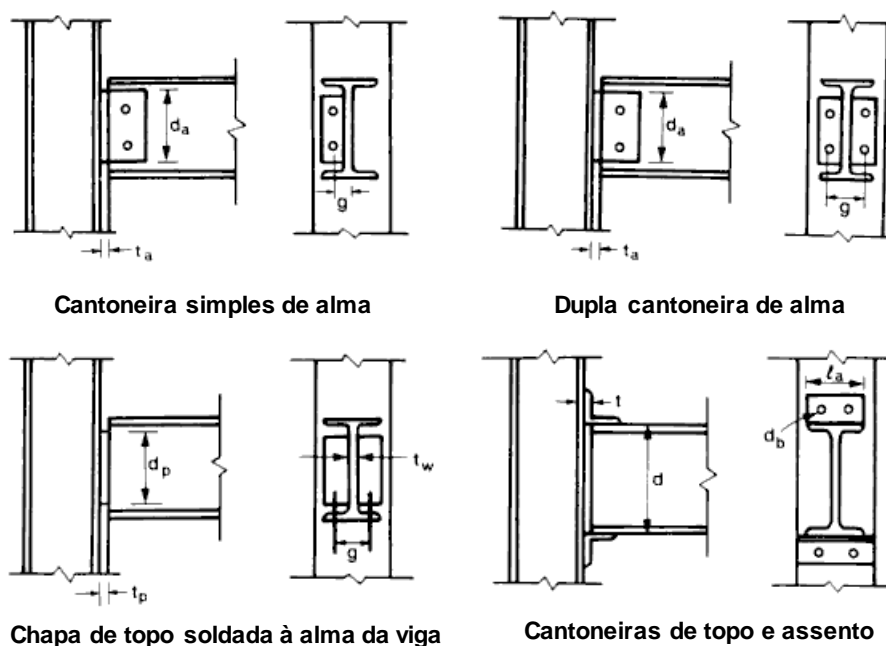
M é o momento fletor na ligação (in.kip);

K é o parâmetro que depende da geometria e do tipo da ligação;

θ_0 , $(KM)_0$ e “n” são as constantes de ajuste da curva.

Os parâmetros geométricos das ligações para o modelo de Ang e Morris (1984) são apresentados na Figura 2.10, enquanto que seus respectivos valores estão na Tabela 2.3.

Figura 2.10 – Parâmetros para algumas tipologias de ligação.



O modelo potencial de Ang e Morris (1984) e o modelo polinomial de Frye e Morris (1975) apresentam resultados similares para uma dada ligação (CHEN E LUI, 1991).

Ang e Morris (1984) apresentam que a máxima diferença entre os valores dos momentos calculados pela sua função e os momentos obtidos experimentalmente foi cerca de 18% para a ligação com dupla cantoneira.

Tabela 2.3 – Constantes de ajuste e parâmetro de padronização para o modelo potencial de Ang e Morris.

Tipo de ligação	Constantes de ajuste	Parâmetro de padronização
Ligação com cantoneira simples de alma	$\theta_0 = 1,03 \times 10^{-2}$ $(KM)_0 = 32,75$ $n = 3,93$	$K = d_a^{-2,09} t_a^{-1,64} g^{2,06}$
Ligação com dupla cantoneira de alma	$\theta_0 = 3,98 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 0,63$ $n = 4,94$	$K = d_a^{-2,2} t_a^{0,08} g^{-0,28}$
Ligação com chapa de topo soldada à alma da viga	$\theta_0 = 7,04 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 186,77$ $n = 4,32$	$K = d_p^{-2,41} t_p^{-1,54} g^{2,12} t_w^{-0,45}$
Ligação com cantoneiras de topo e assento	$\theta_0 = 5,17 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 745,94$ $n = 5,61$	$K = d^{-1,06} t^{-0,54} l_a^{0,85} d_b^{-1,28}$

Fonte: Chen e Lui (1991).

Os valores da Tabela 2.3 estão no sistema inglês de unidades (kips e polegadas).

2.3.2.3 Modelo de Prabha et al. (2015)

Baseia-se no modelo polinomial de Frye e Morris (1975), Equação 10, para ligações com dupla cantoneira de alma com a adição da distância entre a viga e o pilar como parâmetro para obtenção do parâmetro K.

Segundo Prabha et al. (2015), essa distância possui grande influência no comportamento das ligações e, portanto, o modelo proposto de Frye e Morris (1975) pode tanto subestimar quanto superestimar a rigidez da ligação.

O modelo proposto por Prabha et al. (2015) é apresentado na Equação 12.

$$\theta = 75.043(KM) + (-1,538 \cdot 10^3)(KM)^3 + 9,816 \cdot 10^4(KM)^5 \quad (12)$$

na qual:

θ é a rotação relativa viga-pilar (graus);

M é o momento na ligação (kN.m);

K é o parâmetro que depende da geometria da ligação com dupla cantoneira e expresso pela Equação 13. Seus parâmetros geométricos são apresentados na Figura 2.11.

$$K = d_a^{-1,55} t_a^{-1,14} g^{0,81} a_g^{0,39} \quad (13)$$

na qual:

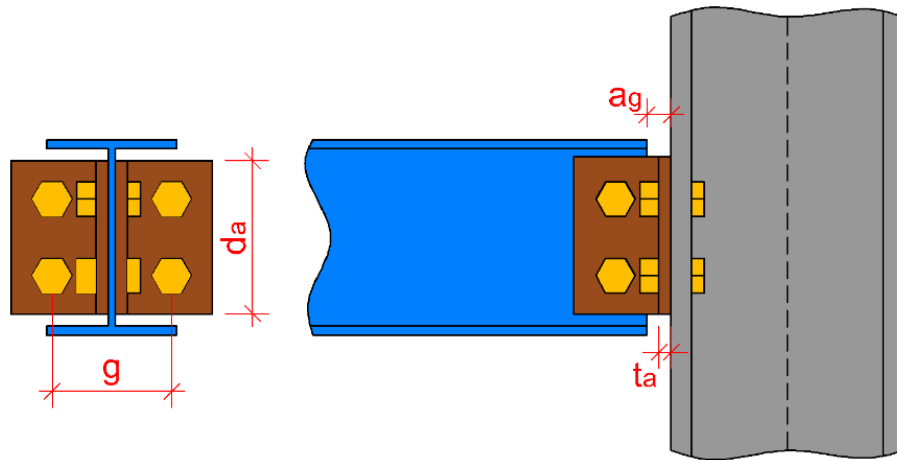
d_a é o comprimento da cantoneira (mm);

t_a é a espessura da cantoneira (mm).

g é a distância entre os parafusos (mm);

a_g é a distância entre a extremidade da viga e a mesa do pilar (mm).

Figura 2.11 – Parâmetros geométricos utilizados no modelo de Prabha *et al.* (2015).



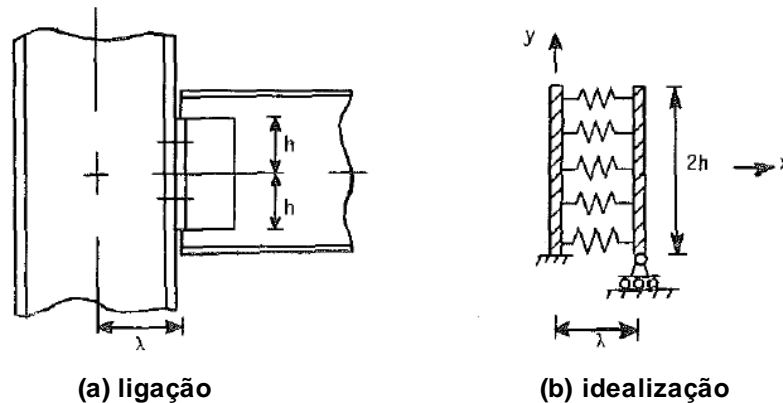
2.3.3 Modelos mecânicos

Os modelos mecânicos utilizam molas para representar os “componentes” da ligação, podendo ser lineares ou não lineares, onde cada componente está relacionado com a transmissão de um determinado esforço. A associação das molas dos componentes pode ser feita em série ou em paralelo, de forma a representar o comportamento momento-rotação das ligações.

O “método dos componentes” - apresentado no Eurocode 3, parte 1-8 (2005) - é um método analítico-mecânico. De acordo com Díaz *et al.* (2011), o primeiro a introduzir esse tipo de modelo foi Wales e Rossow (1983) para simular o comportamento de ligações com dupla cantoneira solicitadas a flexão e carregamento axial (Figura 2.12). Nota-se que a ligação foi modelada através de duas barras rígidas conectadas por molas não lineares independentes.

Posteriormente, diversos autores estudaram esse método para as mais diversas ligações e carregamentos. Esse modelo produz bons resultados quando a ligação está submetida principalmente a flexão e com pouco carregamento axial (DÍAZ *et al.*, 2011).

Figura 2.12 – Modelo mecânico para ligações com dupla cantoneira.



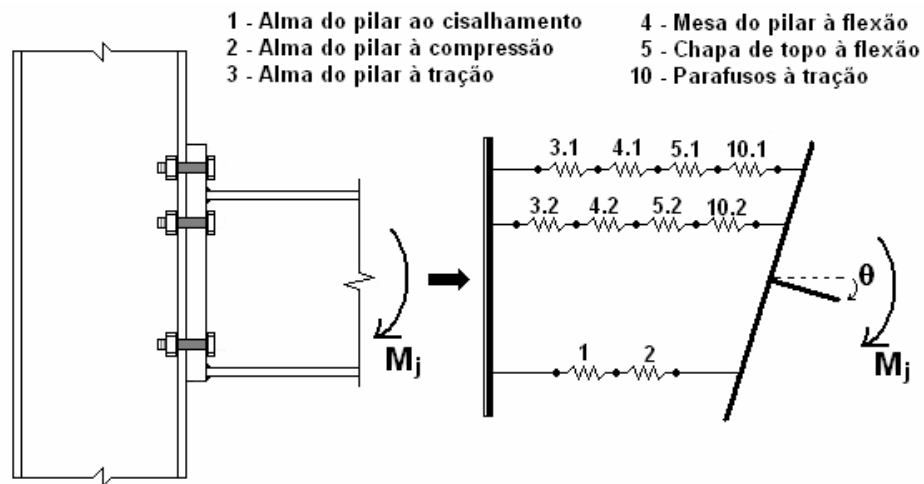
Fonte: Adaptação de Wales e Rossow (1983).

O Eurocode 3 (2005) apresenta o procedimento do método dos componentes para apenas três tipos de ligações entre viga-pilar: ligações soldadas, ligações com chapa de topo parafusada e ligações com cantoneiras de topo e assento parafusadas.

Um exemplo aplicado para as ligações viga-pilar com chapa de topo estendida é apresentado na Figura 2.13.

Maggi (2004) destaca que o método dos componentes talvez seja o modelo mais racional e conceitualmente mais moderno entre as metodologias existentes. Apesar disso, o comportamento de um componente, representado pelas molas, depende de variáveis que em alguns casos são relacionadas entre si de forma simplificada, como no caso do comportamento dos parafusos e da chapa de topo, onde o parafuso é tratado isoladamente, sem considerar que a flexão da chapa de topo interfere no seu comportamento. Dessa forma, a variação na rigidez das molas nos componentes mais complexos acaba influenciando significativamente no comportamento da ligação.

Figura 2.13 – Método dos componentes aplicado a ligação com chapa de topo estendida.



Fonte: Maggi (2004).

2.3.4 Modelos numéricos

Utilizam simulações computacionais, como por exemplo, elementos finitos, para determinar o comportamento da ligação. A modelagem pode ser feita em 2D ou 3D e ainda é possível considerar a não-linearidade física, não-linearidade geométrica, contato entre os elementos, protensão nos parafusos, etc.

Entre os modelos numéricos, o mais utilizado é o que emprega o Método dos Elementos Finitos. O método se baseia na discretização do contínuo, ou seja, consiste na divisão do problema em diversos elementos conectados por seus “nós”, onde a solução matemática é mais simples, e posteriormente, após a solução de cada elemento, há a superposição das soluções para obter a resposta da estrutura.

Como citado anteriormente, os modelos numéricos são uma excelente ferramenta para obter resultados adicionais que seriam de difícil obtenção através dos ensaios experimentais. Deve-se ressaltar que devido à complexidade, os modelos numéricos precisam ser calibrados com ensaios experimentais ou com modelos analíticos clássicos para garantir a sua confiabilidade.

Com o avanço computacional e o desenvolvimento de novos elementos e rotinas, o Método dos Elementos Finitos vem apresentando resultados cada vez mais próximos da realidade, permitindo obter numericamente a curva momento-

rotação para qualquer tipo de ligação em aço, aproximando-se muito dos resultados experimentais.

A maior dificuldade nos modelos numéricos encontra-se na limitação de processamento dos computadores, mesmo com o enorme avanço computacional dos últimos anos. Ou seja, a obtenção da curva momento-rotação através desses modelos, ainda apresenta um grande custo computacional, onde o processamento de modelos que utilizam elementos volumétricos pode levar várias horas, ou até mesmo dias.

Alguns exemplos dos modelos numéricos são apresentados no próximo capítulo.

3 LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

3.1 DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

Os primeiros estudos sobre a rigidez rotacional de ligações viga-pilar datam de 1917 realizados por Wilson e Moore (CHAN e CHUI, 2000) que ensaiaram ligações rebitadas na Universidade de Illinois nos Estados Unidos. Desde lá, muitas pesquisas foram realizadas para entender melhor esse comportamento que até hoje é alvo de estudo dos pesquisadores.

Utilizando rebites em 1936, Rathbun foi um dos pioneiros na realização de ensaios em ligações com dupla cantoneira. A substituição dos rebites por parafusos de alta resistência nesse tipo de ligação foi feita em 1958 por Bell *et al.* (CHEN e KISHI, 1989).

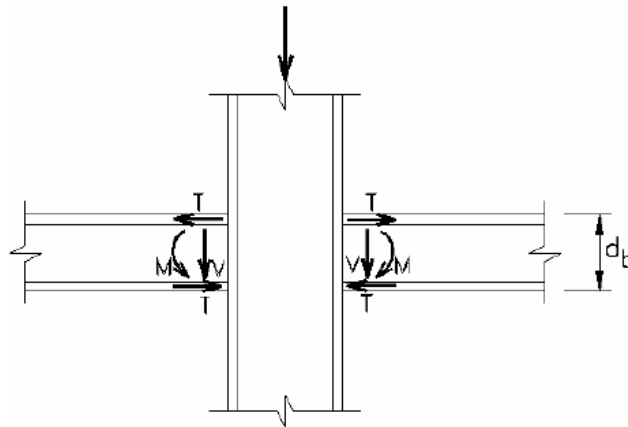
De acordo com Maggi (2004), a substituição dos rebites por parafusos de alta resistência foi sugerida por Batho e Batheman em 1934. Dessa forma, dando continuidade aos estudos da Universidade de Illinois, Wilson e Thomas (1938) estudaram o comportamento de rebites à fadiga, enquanto que Bell *et al.* (1958) testaram o comportamento de ligações viga-pilar com dupla cantoneira rebitadas e parafusadas. Os autores chegaram à conclusão que a ligação apresentou certa rigidez à rotação, apesar de ser projetada apenas para resistir a esforços verticais, e que o uso de parafusos de alta resistência também proporcionou um aumento na rigidez à rotação.

Ribeiro (1998) destaca a publicação da *Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints* de 1949 que realizou a especificação de parafusos de alta resistência, onde permitia a substituição de rebites por parafusos, na proporção de um para um. Posteriormente, em 1962, outra publicação foi realizada, havendo a revisão da especificação para ligações estruturais utilizando parafusos ASTM A-325.

Dessa forma, o comportamento específico das ligações passou a ser estudado na década de 60 e a ligação completamente soldada (Figura 3.1) foi uma delas. Esse tipo de ligação, considerada como rígida, foi estudado inicialmente por Johnson em 1959 e passou a servir de referência para o estudo do comportamento

das demais ligações rígidas. Dessa forma, a transmissão do momento fletor era admitido como sendo o binário atuando nas mesas da viga e o esforço cortante transmitido pela alma da viga (MAGGI, 2004).

Figura 3.1 – Ligação completamente soldada.



Fonte: Maggi (2004).

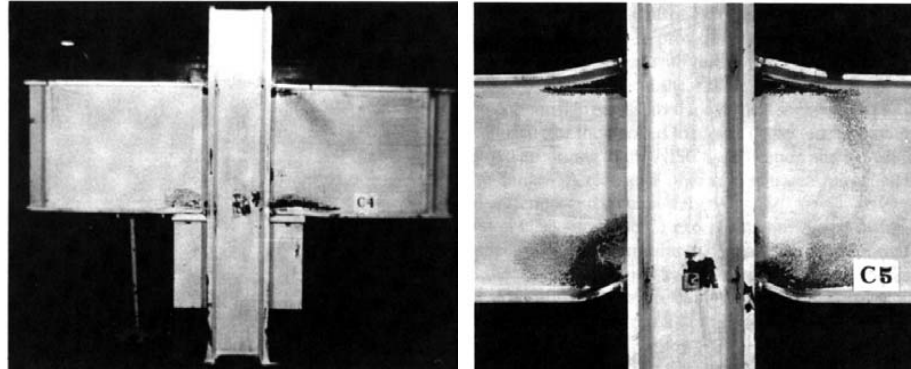
Conforme Maggi (2004), um dos primeiros pesquisadores no estudo de ligações com chapa de topo foi Sherbourne que, em 1961, analisou a transmissão de esforços da viga para o pilar através de uma chapa soldada na extremidade da viga e parafusada à mesa do pilar.

Ostrander (1970) realizou estudos sobre ligações com chapa de extremidade (ou chapa de topo), sendo testados 24 protótipos com diferentes espessuras da chapa (6,3 a 19 mm), 13 delas com enrijecedores (6,3 e 10 mm) e o restante sem. O autor observou que o aumento da espessura das chapas, assim como a utilização de enrijecedores na alma do pilar, proporcionaram um aumento na rigidez rotacional da ligação.

Nos anos seguintes, Maggi (2004) cita que vários protótipos foram ensaiados na Universidade Lehigh, nos Estados Unidos, por Parfitt e Chen, 1976, Chen e Patel, 1981, e Chen e Lui, 1988, onde foram testados outros meios de ligação viga-pilar, tanto das mesas quanto das almas. Alguns dos protótipos, feitos apenas com ligações soldadas, apresentavam dispositivos no formato de “T” com a função de absorver os esforços cortantes, como mostra a Figura 3.2, onde as mesas das vigas

foram soldadas nas mesas do pilar e os enrijecedores foram soldados na mesa do pilar, abaixo das vigas.

Figura 3.2 – Ligações ensaiadas por Chen e Lui (1988).



Fonte: Chen e Lui (1988).

Os autores da Universidade Lehigh ainda procuraram avaliar outras quatro ligações com chapas de topo e de assento, mas devido principalmente ao custo de fabricação e montagem, apenas as ligações completamente soldadas foram empregadas (RIBEIRO, 1998).

Com base nos diversos trabalhos até então publicados, Kishi e Chen (1986) reuniram e dividiram 303 protótipos testados e as organizaram em sete grupos de acordo com o tipo de ligação viga-pilar, como mostra o Tabela 3.1. O estudo teve como objetivo o desenvolvimento do *Steel Connection Data Bank Program* (SCDB) e discute três equações de previsão do comportamento da curva momento-rotação.

No Brasil, Prelorentzou (1991) foi o primeiro a realizar um estudo experimental em ligações e abriu caminho para que demais pesquisas fossem realizadas na Universidade de São Paulo. Em seu trabalho, o autor analisou as ligações com chapas de topo e as ligações com cantoneira de alma, citando, inclusive, que algumas dificuldades experimentais poderiam ser superadas em parte, com o desenvolvimento de modelos numéricos.

Tabela 3.1 – Autores e números de curvas momento-rotação experimentais.

Curvas experimentais de referência	Ano	Número de amostras
a) ligações com cantoneira simples e ligações com simples tala de alma		
S. L. Lipson	1968	30
L. E. Thompson <i>et al.</i>	1970	12
S. L. Lipson	1977	8
R. M. Richard <i>et al.</i>	1982	4
b) ligações com dupla cantoneira		
J. C. Rathbun	1936	7
W. C. Bell <i>et al.</i>	1958	4
C. W. Lewitt <i>et al.</i>	1966	6
W. H. Sommer	1969	4
L. E. Thompson <i>et al.</i>	1970	48
B. Bose	1981	1
c) Ligações com dupla cantoneira, cantoneiras de topo e assento		
J. C. Rathbun	1936	2
A. Azizinamini <i>et al.</i>	1985	20
d) Ligações com cantoneiras de topo e assento		
J. C. Rathbun	1936	3
R. A. Hechtman <i>et al.</i>	1947	12
S. M. Maxwell <i>et al.</i>	1981	12
M. J. Marley	1982	26
e) Ligações com chapa de topo estendida		
L. G. Johnson <i>et al.</i>	1960	1
A. N. Sherbourne	1961	5
J. R. Bailey	1970	26
J. O. Surtees <i>et al.</i>	1970	6
J. A. Packer <i>et al.</i>	1977	3
S. A. Ioannides	1978	6
R. J. Dews	1979	3
P. Grundy <i>et al.</i>	1980	2
N. D. Johnstone <i>et al.</i>	1981	8
f) Ligações com chapa de extremidade		
J. R. Ostrander	1970	24
g) Ligações com chapa de topo soldada à alma da viga		
W. H. Sommer	1969	20

Fonte: Adaptação de Kishi e Chen (1986).

Queiroz (1992) estudou dois tipos de ligações consideradas como rígidas entre perfis I, a ligação com viga totalmente soldada no pilar e a ligação com viga parafusada no pilar através de chapa de topo estendida, considerando ou não a presença de enrijecedores no pilar. O autor ainda desenvolveu um programa de computador para dimensionar essas ligações e calcular as constantes de mola propostas no trabalho e que foram adaptadas do modelo de Humer e Tschemmerneegg de 1988.

Nesse período, diversos trabalhos foram realizados na Europa desde o ano de 1991 e reunidos no relatório técnico “*Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections*” publicado em 1999 (COST C1, 1999). O trabalho teve a participação de 23 países e estudou o comportamento das ligações nas estruturas de engenharia civil onde foram desenvolvidos modelos analíticos e recomendações práticas de dimensionamento. Destaca-se que o trabalho não se limitou apenas às ligações metálicas, mas envolveu também ligações em concreto, madeira e ligações mistas.

Posteriormente, o avanço computacional e do Método dos Elementos Finitos permitiu a expansão de estudos sobre ligações utilizando programas de computador. Os modelos numéricos eram então analisados e validados com ensaios experimentais para a obtenção de diversos dados que eram de difícil obtenção experimental.

3.2 MODELOS NUMÉRICOS

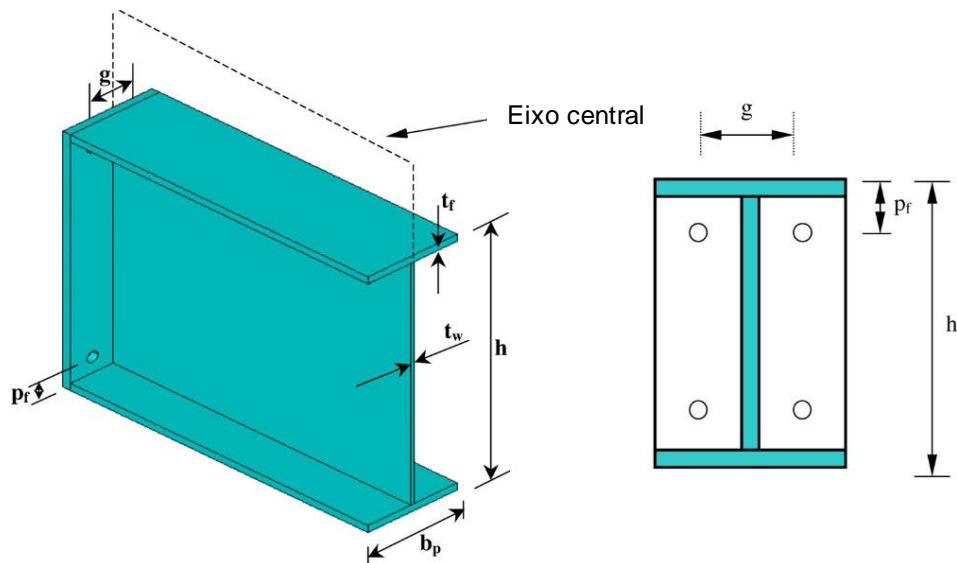
Krishnamurthy foi um dos primeiros a explorar o uso de elementos finitos e publicou uma série de trabalhos entre 1973 a 1979 que, segundo Maggi (2004), consistiam em realizar ensaios em laboratório e comparar os resultados com a análise via elementos finitos. Seus trabalhos possuem grande importância, pois foram base da norma americana AISC de 1980 para a consideração do efeito alavanca em chapas de topo.

Queiroz (1995 *apud* RIBEIRO, 1998), continuou os estudos com ligações totalmente soldadas, mas dessa vez com perfis soldados e dimensões transversais diferentes das usuais para perfis laminados mais comuns no exterior. Os ensaios foram feitos na Universidade de Innsbruck na Áustria, e comparados com os resultados obtidos de análise elasto-plástica pelo método dos elementos finitos.

Utilizando o programa ANSYS® versão 6.0, Abolmaali *et al.* (2005) modelaram uma ligação com chapa de extremidade com uma linha de parafusos abaixo da mesa tracionada (Figura 3.3). Destaca-se no trabalho o uso do elemento de protensão do programa, diferentemente de alguns autores que aplicavam uma força diretamente no parafuso ou efetuaram a protensão através da variação de

temperatura. A curva momento-rotação foi comparada com testes experimentais desenvolvidos por Srouji *et al.* (1983 *apud* ABOLMAALI *et al.*, 2005). Posteriormente essa curva foi ajustada nos modelos de Ramberg-Osgood e “*Three Parameter Power*”, proposto por Richard e Abbott (1975), e feitas as equações de regressão. Ambos os modelos tiveram resultados próximos à curva obtida pela análise numérica, mas o modelo “*Three Parameter Power*” apresentou melhor precisão.

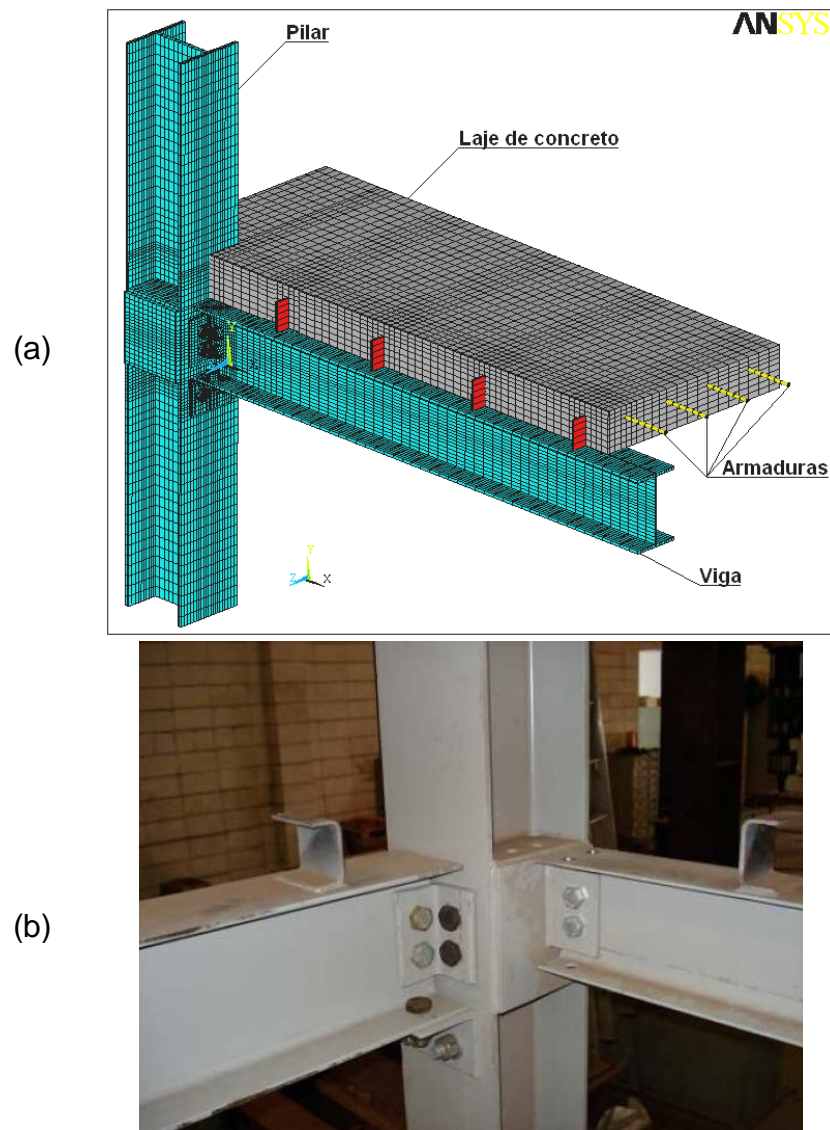
Figura 3.3 – Configuração da ligação com chapa de extremidade.



Fonte: Adaptação de Abolmaali *et al.* (2005).

Ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento (Figura 3.4) foram alvo de pesquisa por parte de Bessa (2009). Uma de suas propostas foi a inclusão da laje de concreto e das armaduras longitudinais no modelo numérico. Além disso, não foi considerada a simetria segundo o plano médio da alma da viga como os demais autores faziam. A não-linearidade dos materiais foi feita através de diagramas multilíneares de tensão-deformação, mas a representação das fissuras no concreto não pôde ser feita devido à instabilidade de convergência.

Figura 3.4 – (a) Modelo numérico da ligação viga mista-pilar do protótipo isolado “T”.
 (b) Detalhe de uma ligação utilizada.



Fonte: Bessa (2009).

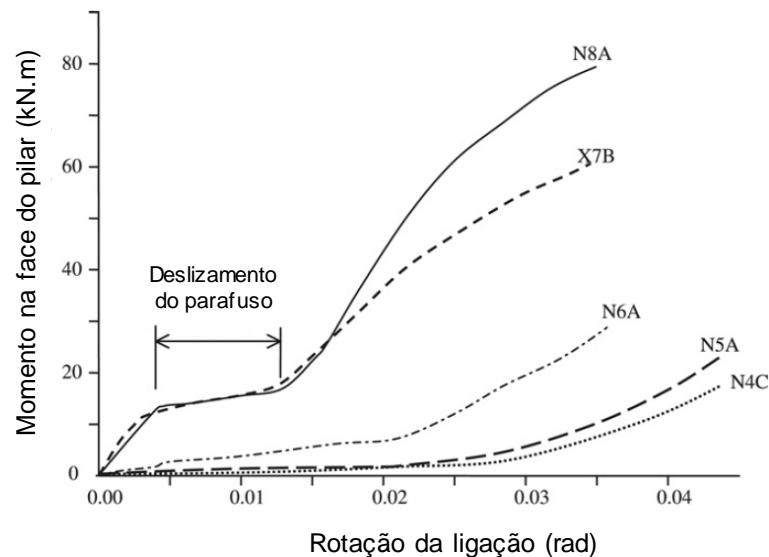
De acordo com Bessa (2009), a não consideração da simetria segundo o plano médio da alma da viga não teve acréscimo significativo no esforço computacional e teve uma resposta mais representativa do problema.

Kong e Kim (2016) simularam através do programa ABAQUS® o comportamento de ligações viga-pilar com cantoneira simples de alma ao variar alguns parâmetros como: espessura da cantoneira, altura da cantoneira, posição do furo e número de parafusos. Os resultados numéricos obtidos foram comparados com resultados experimentais de outros autores e posteriormente serviram para o

desenvolvimento de equações para determinação da rigidez inicial e o momento último da ligação.

Gong (2009) foi um dos autores utilizados por Kong e Kim (2016) para realizar a comparação dos resultados. Um resultado interessante nos ensaios foi a ocorrência do deslizamento dos parafusos nos carregamentos iniciais, apresentado na Figura 3.5. O deslizamento encerrou quando os fustes dos parafusos entraram em contato com as paredes dos furos da viga e da cantoneira.

Figura 3.5 – Curvas momento-rotação das ligações ensaiadas por Gong (2009).



Fonte: Adaptação de Gong (2009).

A justificativa de Kong e Kim (2016) para a ocorrência desse deslizamento deve-se ao fato de Gong (2009) não ter aplicado protensão nos parafusos.

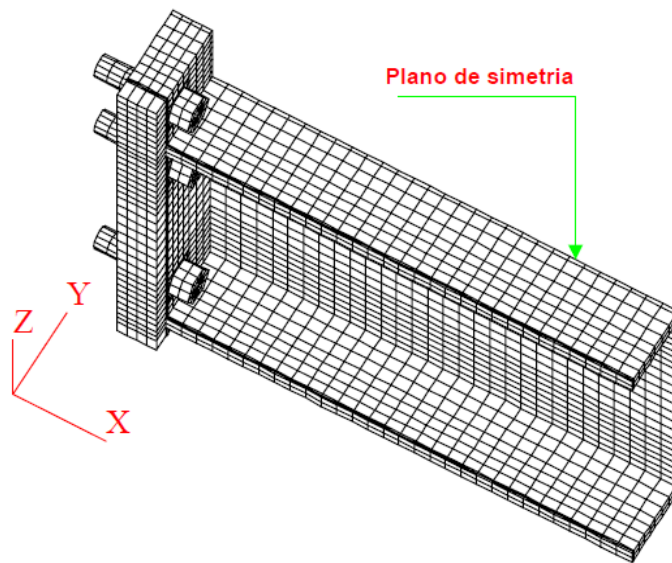
3.2.1 Ligações viga-pilar com chapa de topo estendida

No caso específico de ligações com chapa de topo estendida, destacam-se os trabalhos realizados por Bahaari e Sherbourne (1994, 1996a, 1996b e 2000) que simularam através de modelos numéricos esse tipo de ligação no programa ANSYS® versão 4.4. Devido ao custo computacional, os autores procuraram realizar a análise aproveitando-se da simetria e somente metade da ligação era analisada. O destaque

dos trabalhos foi a utilização de elementos 3D, a plasticidade do material e a consideração do contato entre os elementos.

Ribeiro (1998) realizou ensaios de 35 protótipos com esse tipo de ligação, onde foram verificadas a influência da variação da espessura da chapa de topo e o diâmetro dos parafusos no comportamento da curva momento-rotação. O autor também realizou a análise numérica através do programa LUSAS®. A modelagem foi feita com elementos tridimensionais e por razões práticas, quanto ao tempo de processamento, a análise foi realizada utilizando o plano de simetria (Figura 3.6) e apenas um segmento da viga. Mesmo assim, conforme o autor, o tempo de processamento de um dos modelos foi cerca de 9 dias e 15 horas.

Figura 3.6 – Discretização do modelo numérico utilizado por Ribeiro (1998).



Fonte: Ribeiro (1998).

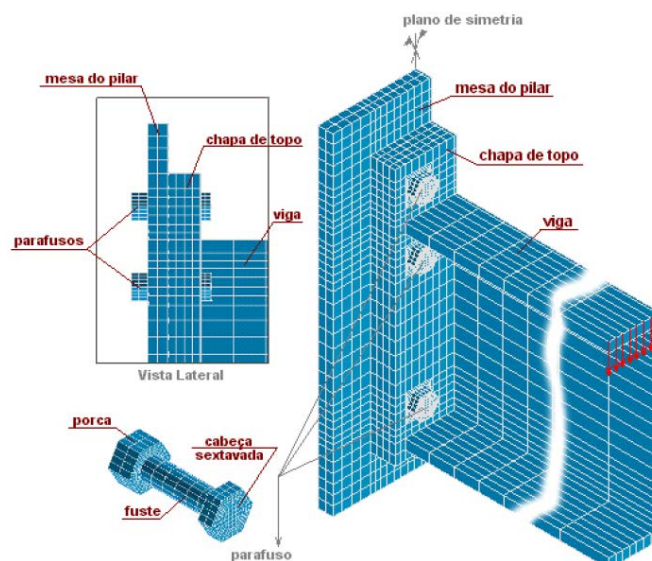
Bursi e Jaspart (1998) realizaram simulações numéricas em ligações com duplo “T” e ligações com chapa de topo estendida para comparação com resultados experimentais. Nas simulações, foram analisados alguns parâmetros como: discretização da malha, tipos de elementos, formulação dos elementos, propriedade dos materiais, etc. Entre as recomendações dos autores, pode-se citar a utilização de pelo menos 3 linhas de elementos ao longo da espessura da chapa de topo e a utilização da tecnologia em elementos sólidos denominada de “modos incompatíveis” em problemas onde a flexão é predominante.

Destaca-se ainda o trabalho de Maggi (2000), que estudou o comportamento de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida baseado no trabalho de Ribeiro (1998). Para isso, a análise foi feita através da modelagem tridimensional em elementos finitos no programa ANSYS® e os resultados foram comparados com a análise experimental. Para efeito de comparação e evolução do processamento computacional, o tempo total de processamento dos modelos finais foi em média de 4 dias e meio para cada modelo.

Um dos modelos numéricos processados por Maggi (2000) é apresentado na Figura 3.7. Nota-se que da mesma maneira que Ribeiro (1998), o autor tirou proveito da simetria segundo o plano médio da alma da viga. Além disso, foi considerada a não-linearidade física, a utilização de elementos de contato nas possíveis interações entre os componentes da ligação e a protensão no parafuso na forma de variação de temperatura.

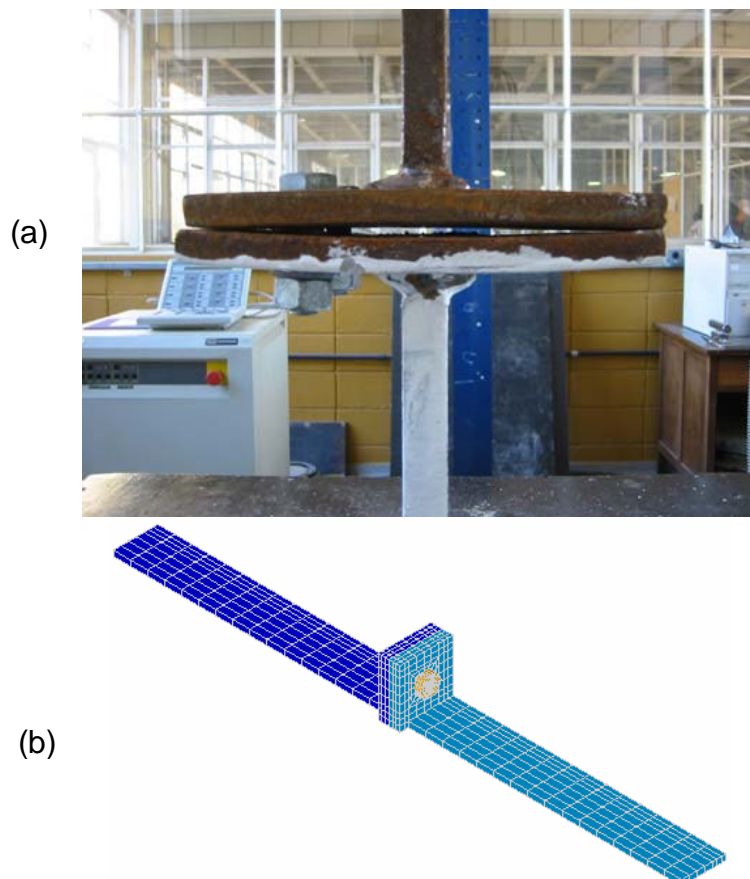
Maggi (2000) concluiu que a consideração da protensão dos parafusos na forma de variação de temperatura se mostrou coerente e fez algumas observações quanto às simplificações adotadas na análise numérica e que influenciaram as diferenças nos resultados numéricos e experimentais. Por último, o autor comparou os modos de falha propostos pelo Eurocode 3 com os resultados experimentais e numéricos.

Figura 3.7 – Modelo numérico da ligação analisada por Maggi.



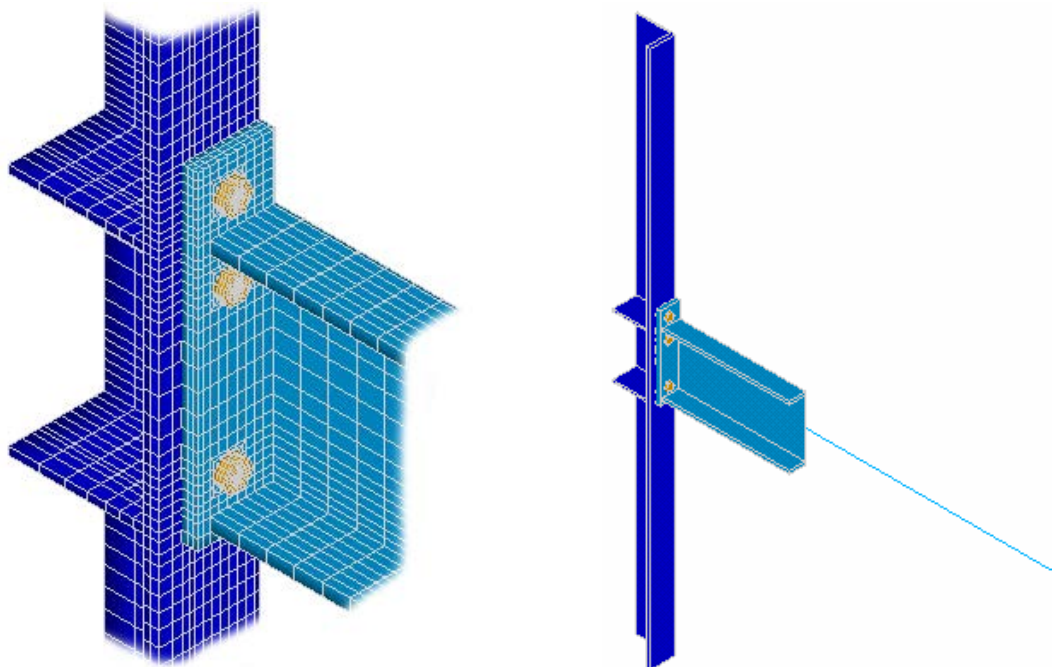
Maggi (2004) deu continuidade ao seu trabalho e realizou uma análise numérica-experimental de ligações viga-pilar com chapa de topo estendida. Foram ainda realizadas ligações parafusadas duplo “T” (Figura 3.8a) para utilizar como base para observações dos modos de falha propostos pelo Eurocode 3. O objetivo principal do autor foi de estudar o comportamento localizado dos parafusos e da chapa de topo na determinação da capacidade resistente e da rigidez rotacional dessas ligações. A análise numérica foi realizada no programa ANSYS® e com a utilização de elementos tridimensionais, aproveitando os planos de simetria. A modelagem da ligação duplo “T” utilizou vantagem de dois planos de simetria (Figura 3.8b), enquanto que a ligação com chapa de topo estendida utiliza o plano de simetria da viga e os dois planos de simetria do pilar (Figura 3.9). Destaca-se ainda a utilização de diagramas multilineares da relação tensão-deformação, substituindo os diagramas bilineares utilizados no seu trabalho anterior.

Figura 3.8 – (a) Deformação de um dos protótipos evidenciando o efeito alavanca. (b) Modelo numérico da ligação “T”.



Maggi (2004) verificou que o uso de modelos tridimensionais é uma excelente ferramenta para simular as ligações, uma vez que o tempo de processamento computacional já não é mais um fator limitante. Constatou-se ainda que o dimensionamento da chapa quando feito pelo Eurocode 3 não representa os mecanismos plásticos que ocorrem entre a chapa de topo e os parafusos, enquanto que a modelagem numérica apresentou correlações excelentes com o comportamento da ligação e é uma ferramenta potencial para o aprimoramento dos modelos analíticos existentes.

Figura 3.9 – Modelo numérico da ligação com chapa de topo estendida.



Fonte: Maggi (2004).

Bergamasco (2012) deu continuidade aos trabalhos de ligações com chapa de topo estendida realizados por Ribeiro (1998), Maggi (2000) e Maggi (2004). Percebe-se no trabalho de Bergamasco (2012) o grande número de informações de como foi feita a modelagem numérica, além de substituir o elemento SOLID45, utilizado por Maggi (2004), pelo elemento SOLID95 na tentativa de eliminar o efeito numérico denominado de “*shear locking*” que provoca um aumento de rigidez do elemento finito nos problemas dominados por esforços de flexão.

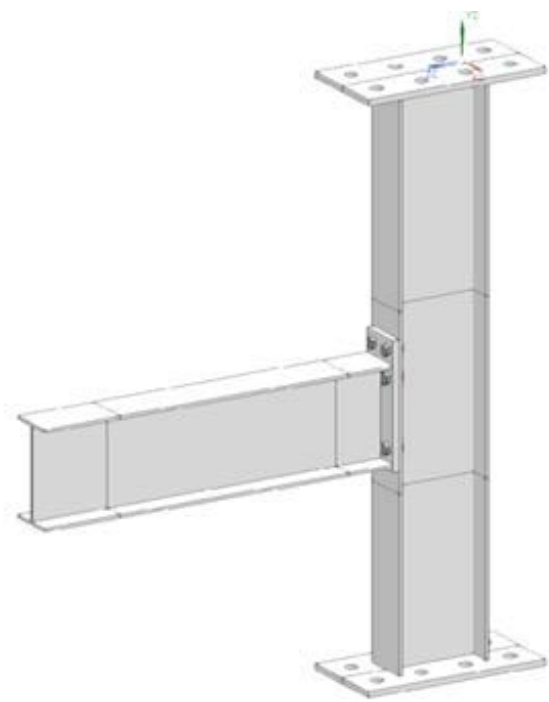
Devido à evolução computacional, o autor optou em fazer a modelagem com a seção transversal total, ou seja, não utilizou a simetria da viga. O tempo de processamento utilizando o elemento SOLID45 foi em média de 5 horas, enquanto que a utilização do SOLID95 foi em média de 15 horas.

Cita-se ainda o trabalho realizado por Ferarez *et al.* (2013) que realizaram ensaio em laboratório de ligação viga-pilar com chapa de topo estendida (Figura 2.10a) e posteriormente compararam com os resultados obtidos dos modelos numéricos (Figura 2.10b). Os modelos numéricos utilizaram diagrama bilinear de tensão-deformação, elementos volumétricos com 20 nós e elementos de contato. Além disso, também foi realizada uma análise numérica linear, com a união entre viga e pilar como elementos soldados, sem atrito e influência dos parafusos.

Figura 3.10 – (a) Montagem do protótipo e (b) modelo numérico da ligação.



(a)



(b)

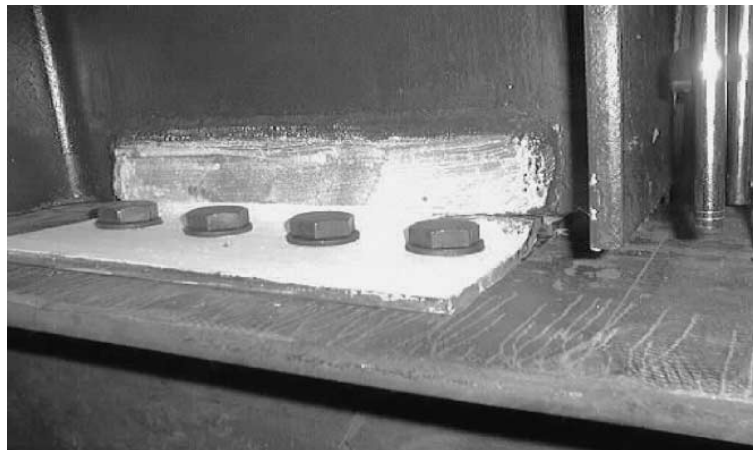
Fonte: Ferarez *et al.* (2013).

Os resultados da curva força-deslocamento obtidos por Ferarez *et al.* (2013) demonstraram que o modelo experimental foi mais rígido que o modelo numérico que considerava a não-linearidade geométrica e material, com diferença de deslocamento de até 19,9%, porém menos rígido que o modelo numérico linear.

3.2.2 Ligações viga-pilar com dupla cantoneira

Para ligações com dupla cantoneira soldada-parafusada, Hong *et al.* (2002) desenvolveram um modelo tridimensional no programa ABAQUS® para avaliar o efeito da espessura da cantoneira e a posição do parafuso, ou seja, a distância do eixo do parafuso até a dobra da cantoneira. Verificou-se que o aumento na espessura da cantoneira e a diminuição da distância do centro do parafuso até a dobra da cantoneira aumentaram a rigidez inicial obtida. Apesar disso, uma redução excessiva dessa distância ou aumento da espessura da cantoneira pode causar o colapso devido à concentração de tensões (Figura 3.11).

Figura 3.11 – Colapso da ligação devido à concentração de tensões no modelo experimental.

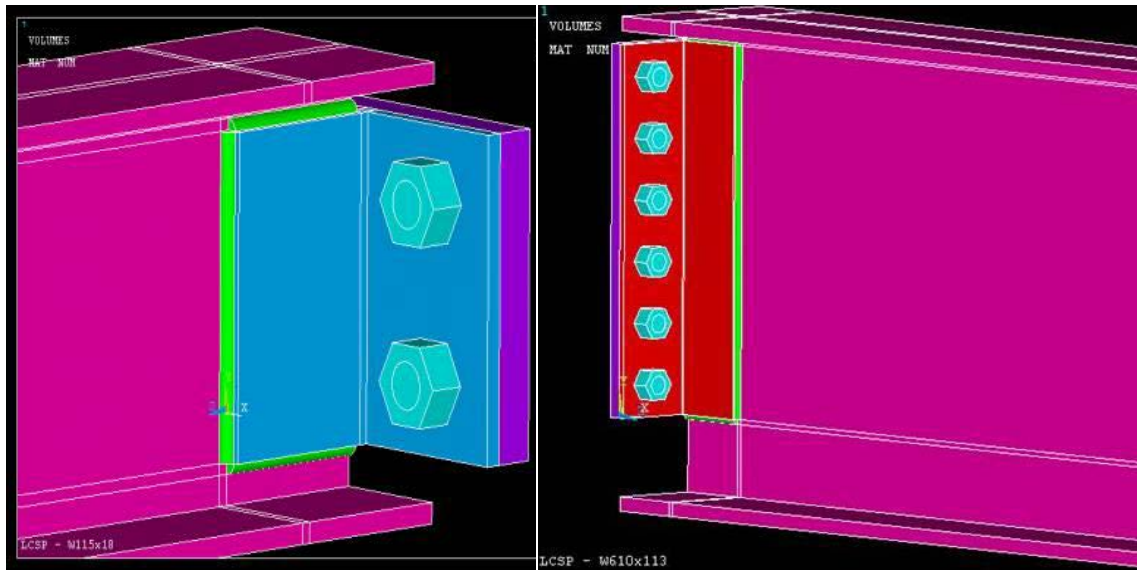


Fonte: Hong *et al.* (2002).

Citam-se ainda os estudos feitos por Medeiros *et al.* (2012) e Freitas *et al.* (2014) que utilizaram o programa ANSYS® para analisar o comportamento de ligações viga-pilar com dupla cantoneira.

No trabalho de Medeiros *et al.* (2012) foram estudadas duas configurações de ligações (Figura 3.12) e a curva momento-rotação obtida da análise numérica foi comparada com dois modelos analíticos: o modelo polinomial de Frye e Morris e o modelo potencial de Ang e Morris.

Figura 3.12 – Ligação viga-pilar com dupla cantoneira e as configurações estudadas.



Fonte: Medeiros *et al.* (2012).

Verificou-se que a rigidez rotacional das ligações obtidas pela análise numérica foi menor do que a obtida através dos modelos analíticos. Além disso, devido a análise ter sido feita sem a consideração não-linear dos materiais, essa rigidez rotacional seria ainda menor caso fosse considerada no modelo, ou seja, a ligação seria mais flexível.

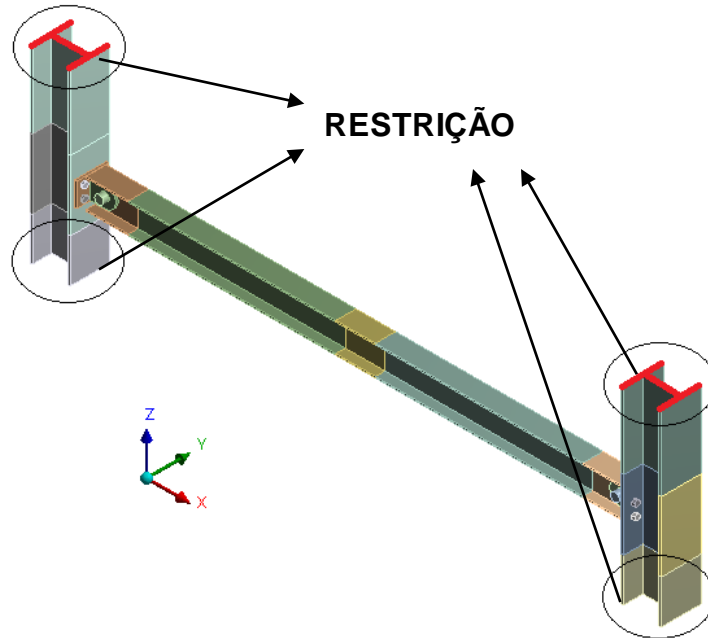
Além da ligação com dupla cantoneira, Freitas *et al.* (2014) estudaram a rigidez de uma ligação com pino. O diferencial desse trabalho foi a modelagem total da viga apoiada em dois pilares (Figura 3.13) utilizando elementos sólidos. Para diminuir o tempo de processamento, foram refinadas as malhas próximas as partes mais relevantes (Figura 3.14).

Foram consideradas ainda todas as possibilidades de contato, diagrama tensão-deformação bilinear da mesma forma que foi realizado no trabalho de Maggi (2000) e restrição nas quatro faces destacadas dos pilares (Figura 3.13).

O modelo numérico foi validado através de resultados experimentais e verificou-se que a ligação com dupla cantoneira apresentou uma rigidez que poderia ser utilizada nos modelos estruturais para o dimensionamento mais representativo da estrutura real. Quanto à distribuição de esforços, a ligação com dupla cantoneira apresentou uma diminuição de cerca de 23% do momento fletor positivo na região

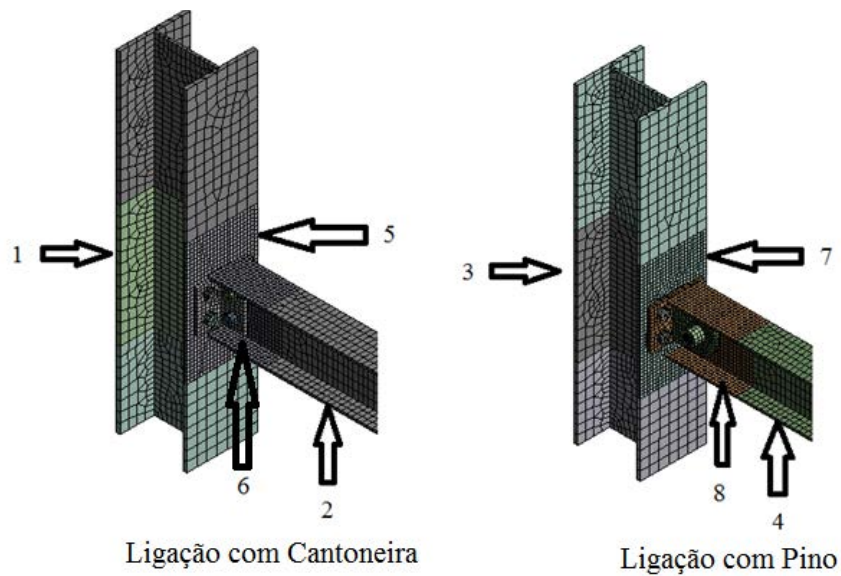
central da viga, quando comparada com a simulação da ligação como perfeitamente articulada.

Figura 3.13 – Modelagem completa da viga e as restrições nos pilares.



Fonte: Adaptação de Freitas *et al.* (2014).

Figura 3.14 – Refinamento da malha nas regiões 5, 6, 7 e 8.

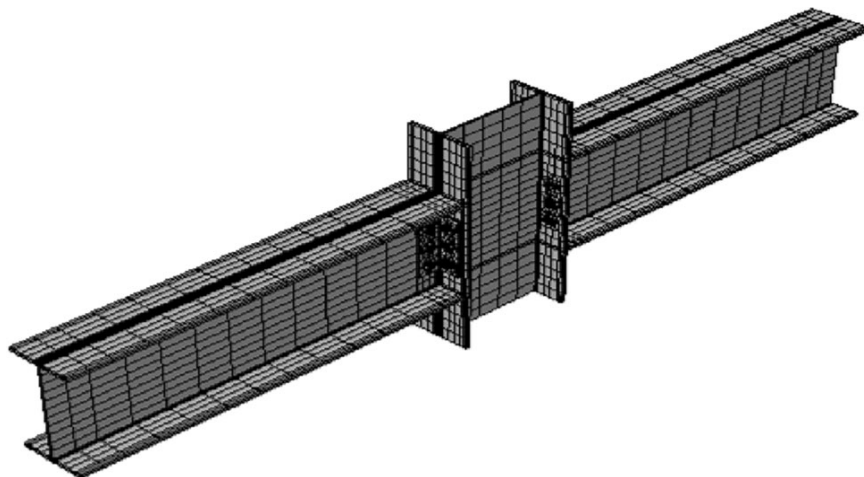


Fonte: Freitas *et al.* (2014).

Recentemente, Prabha *et al.* (2015) utilizaram dados de ensaios experimentais de ligações com dupla cantoneira para validar seu modelo numérico (Figura 3.15) considerando elementos sólidos de 8 nós, a não-linearidade física, contato e protensão dos parafusos. O critério de falha do modelo numérico e a curva momento-rotação mostraram-se similares ao apresentado nas observações experimentais, mostrando até mesmo a mudança na curva momento-rotação no instante que a viga encostava no pilar, enquanto que a diferença do momento último entre os resultados numéricos e experimentais foi de apenas 3%.

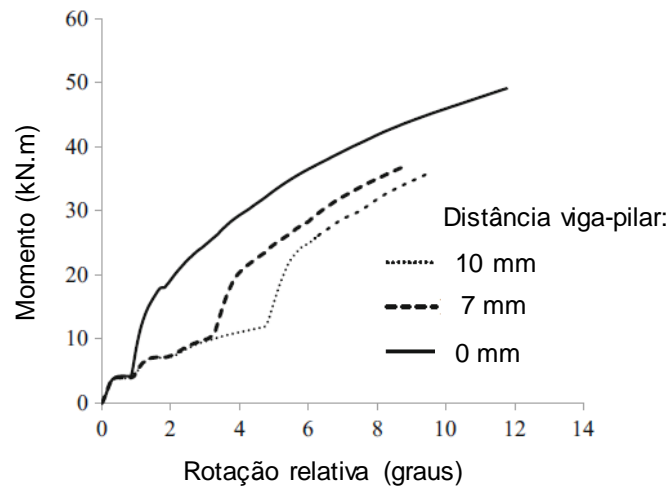
Após a validação do modelo, os autores estudaram a influência na variação dos parâmetros geométricos da ligação, como o comprimento da cantoneira, espessura da cantoneira, distância entre os parafusos dos pilares e a distância entre a extremidade da viga e o pilar, denominado de *air-gap*. Esse último parâmetro mostrou-se importante na variação do comportamento da estrutura, como mostra a Figura 3.16, o que motivou os autores a propor um modelo analítico modificado baseado no modelo de Frye e Morris (1975) com a adição desse parâmetro para a obtenção da curva momento-rotação.

Figura 3.15 – Modelo numérico elaborado por Prabha *et al.* (2015).



Fonte: Prabha *et al.* (2015).

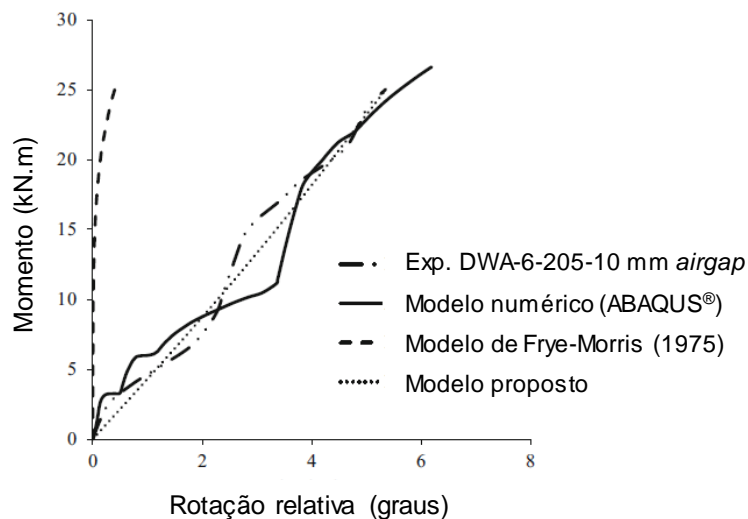
Figura 3.16 – Efeito da variação da distância entre a viga e o pilar no comportamento da ligação nos resultados numéricos.



Fonte: Adaptação de Prabha *et al.* (2015).

O modelo modificado mostrou-se satisfatório quando comparado com os resultados dos modelos numéricos e experimentais, mas a rigidez rotacional inicial do modelo original de Frye e Morris (1975) mostrou-se muito superior aos demais resultados (Figura 3.17). A explicação dos autores foi de que o modelo analítico original foi realizado em cima de poucos resultados experimentais e não considera a distância entre a viga e o pilar como parâmetro de cálculo.

Figura 3.17 – Comparação das curvas momento-rotação de Prabha *et al.* (2015).

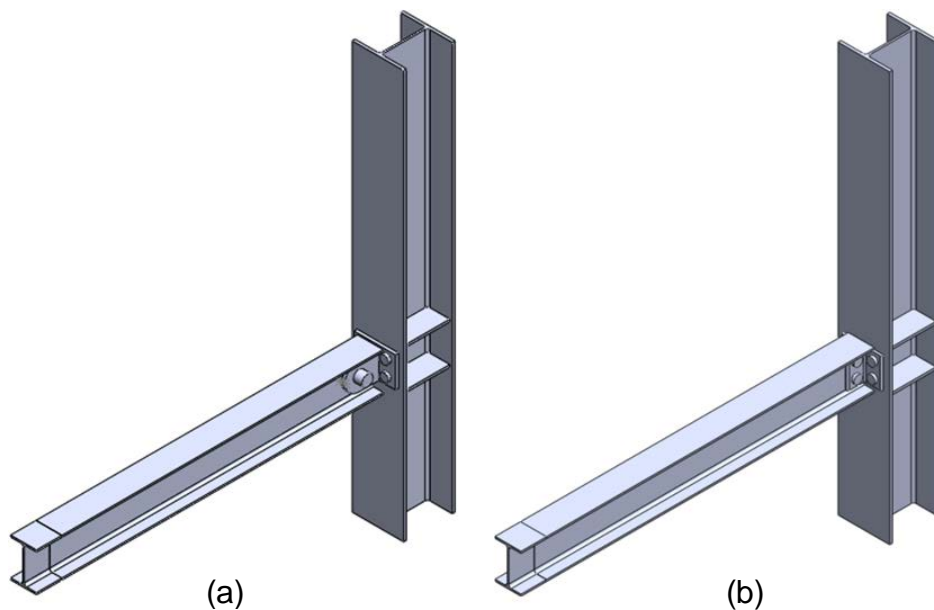


Fonte: Adaptação de Prabha *et al.* (2015).

Silva (2016) determinou a rigidez rotacional de uma ligação com dupla cantoneira e de uma ligação com pino através de ensaios experimentais e numéricos (Figura 3.18) com a mesma geometria de ligação adotada por Freitas *et al.* (2014). A modelagem numérica foi feita no programa SolidWorks® e importada no programa ANSYS® Workbench. Foram utilizados elementos volumétricos (SOLID186) que possuem 20 nós, elemento de protensão (PRETS179) nos parafusos e o contato entre os materiais. O comportamento do aço foi adotado como bilinear para os modelos numéricos e apenas metade do vão da viga foi modelado para aproveitar a simetria do modelo.

Os resultados mostraram que a ligação com pino foi classificada como flexível, segundo a NBR 8800 (2008), enquanto que a ligação com dupla cantoneira apresentou certa rigidez rotacional que a classificaria como semirrígida pela NBR 8800 (2008).

Figura 3.18 – Modelo numérico das ligações (a) com pino e (b) com dupla cantoneira.



Fonte: Silva (2016).

Diante do exposto, nota-se que o comportamento das ligações viga-pilar foi alvo de diversas pesquisas nacionais e internacionais. Mas esse comportamento semirrígido ainda é desconsiderado pelos projetistas devido à complexidade de obtenção da rigidez à rotação das mais variadas configurações de ligações.

O Método dos Elementos Finitos, aliado ao aumento na capacidade de processamento dos computadores atuais, torna-se uma excelente ferramenta para obter o comportamento dessas ligações e os trabalhos citados anteriormente contribuíram significativamente para o aprimoramento dos modelos numéricos.

4 METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos descritos anteriormente, dois tipos de ligações foram modelados, ligação com dupla cantoneira e ligação com chapa de topo estendida, ambas no programa ANSYS® Mechanical versão 14, que utiliza o Método dos Elementos Finitos.

Os modelos numéricos foram construídos conforme a sequência da maioria dos programas que utilizam o Método dos Elementos Finitos, onde foram realizadas as seguintes etapas no pré-processamento:

- a) Escolha dos elementos;
- b) Definição das relações constitutivas dos materiais;
- c) Modelagem dos volumes;
- d) Aplicação da malha com os elementos finitos escolhidos;
- e) Definição dos elementos em contato;
- f) Divisão da malha dos parafusos para aplicação da protensão (caso utilizado o elemento de protensão);
- g) Aplicação das condições de contorno;
- h) Aplicação dos passos de carregamento.

Detalhadamente, a análise foi realizada considerando um trecho do comprimento da viga com duas situações de apoio: viga em balanço apoiada apenas numa placa com grande rigidez que simula o pilar, e viga biapoiada através do chamado apoio simetria.

Após a modelagem da viga e das peças que constituem a ligação, o contato entre os elementos foi definido. O pilar recebeu as restrições nodais e o modelo foi carregado em vários passos de carga. O primeiro passo de carga consiste na protensão dos parafusos, realizado de duas formas: através do elemento de protensão do ANSYS® e através da variação de temperatura no fuste do parafuso, com o objetivo de comparar os resultados obtidos com as duas metodologias. Os demais passos de carga consistem na aplicação da carga concentrada na viga.

Como o pilar possui rigidez à flexão muito elevada no modelo, apenas a viga apresenta rotação. Portanto, a rotação relativa entre o pilar e a viga torna-se apenas a rotação realizada pela viga, facilitando a montagem da curva momento-rotação.

O programa Ftool, versão 3.01 também foi utilizado para obter a rigidez rotacional da ligação no modelo com apoio simetria, possibilitando a comparação do resultado obtido no modelo de viga em balanço. A rigidez da mola no apoio do programa foi então alterada até que o deslocamento no meio do vão da viga biapoiada fosse igual ao obtido pelo modelo numérico do ANSYS®, procedimento semelhante ao adotado por Silva (2016).

Para efeito de comparação do tempo de processamento, o computador utilizado para a análise dos modelos numéricos é um notebook com processador Intel® Core™ i5-2430M, 2,40 GHz, com 6 GB de memória RAM e placa de vídeo AMD Radeon™ HD 6630M com 1 GB de memória dedicada.

4.1 GEOMETRIA DOS MODELOS

Duas ligações foram escolhidas para representar comportamentos opostos e extremos. A ligação com dupla cantoneira, usualmente adotada nos projetos estruturais como perfeitamente articulada apesar de possuir certa rigidez rotacional, e a ligação com chapa de topo estendida que apresenta comportamento oposto, usualmente adotada como perfeitamente rígida devido à sua elevada rigidez rotacional.

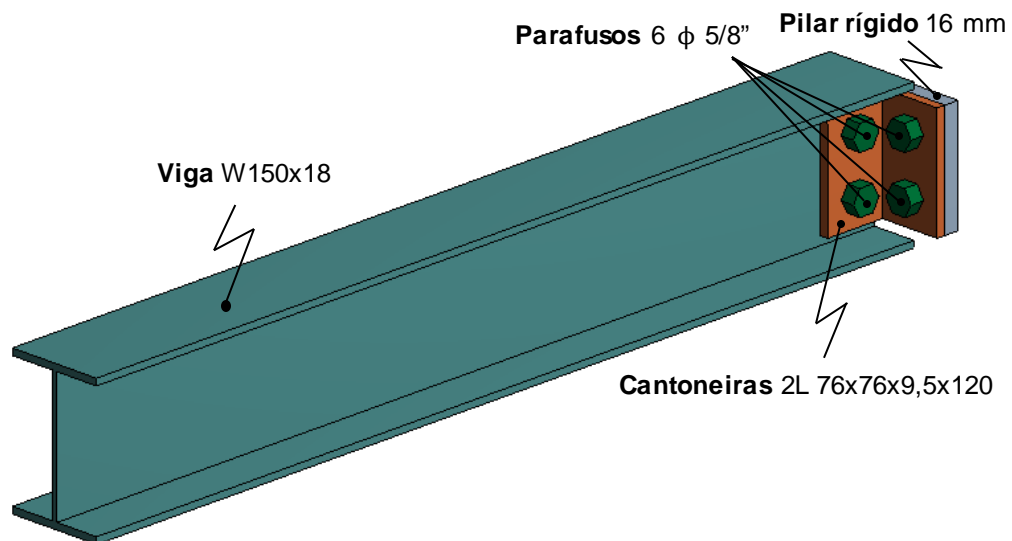
4.1.1 Ligação com dupla cantoneira

A ligação com dupla cantoneira adotada possui a configuração dos protótipos ensaiados por Silva (2016). Os protótipos dessa ligação foram denominados de LCPP, ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada, e consistiam de uma viga com perfil W150x18 (ASTM A572 grau 50), ligada a um pilar, nesse caso simulado por uma placa de 16 mm de espessura com rigidez elevada, através de duas cantoneiras de abas iguais com perfil L 76x76x9,5x120 mm (ASTM A36).

As cantoneiras estão ligadas ao pilar através de 4 parafusos 5/8" (ASTM A325-F) e ligadas à viga através de 2 parafusos 5/8" (ASTM A325-F), como mostra a Figura 4.1.

A Figura 4.2 apresenta as dimensões da viga com a localização dos furos. Lembrando que a Figura 4.2 apresenta o comprimento total da viga biapoiada ensaiada por Silva (2016), mas apenas metade do comprimento foi modelado no programa ANSYS®, ou seja, 1388,5 mm, em razão da simetria. Outro modelo considerou uma configuração de viga com 990 mm para comparação dos resultados que somado aos 10 mm de distância da viga até o pilar resulta no balanço de 1 metro.

Figura 4.1 – Modelo da ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada.



As dimensões do pilar, modelado como uma placa de 16 mm com grande rigidez, são apresentadas na Figura 4.3a, juntamente com a dimensão dos furos, incluindo a folga para a passagem dos parafusos. As dimensões dos parafusos foram adotadas conforme o folheto da Ciser (2016) e por simplificação o fuste possui comprimento igual à soma das espessuras dos componentes que estão sendo conectados (Figura 4.3b e Figura 4.3c).

Figura 4.2 – Dimensões da viga W150x18 em milímetros.

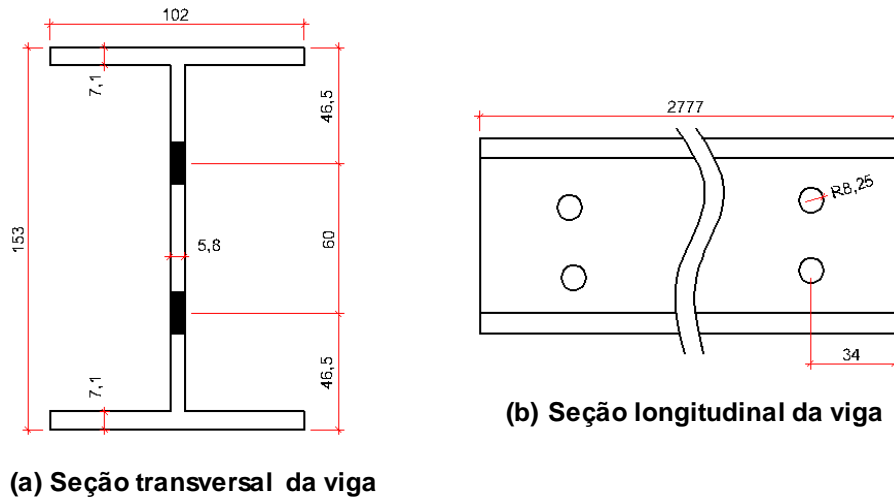
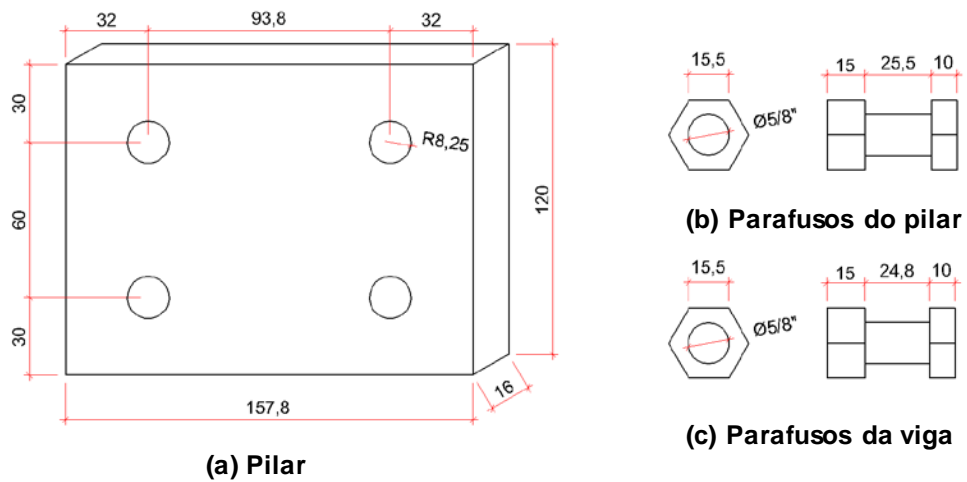
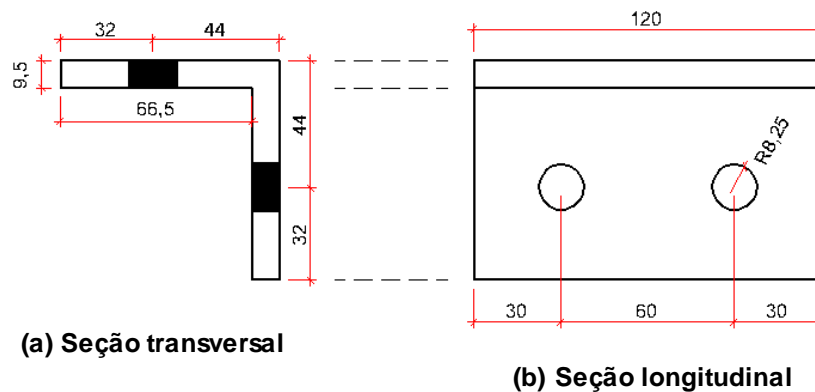


Figura 4.3 – Dimensões do pilar e dos parafusos em milímetros.



As cantoneiras e a localização dos seus furos estão detalhadas na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Dimensões das cantoneiras em milímetros.

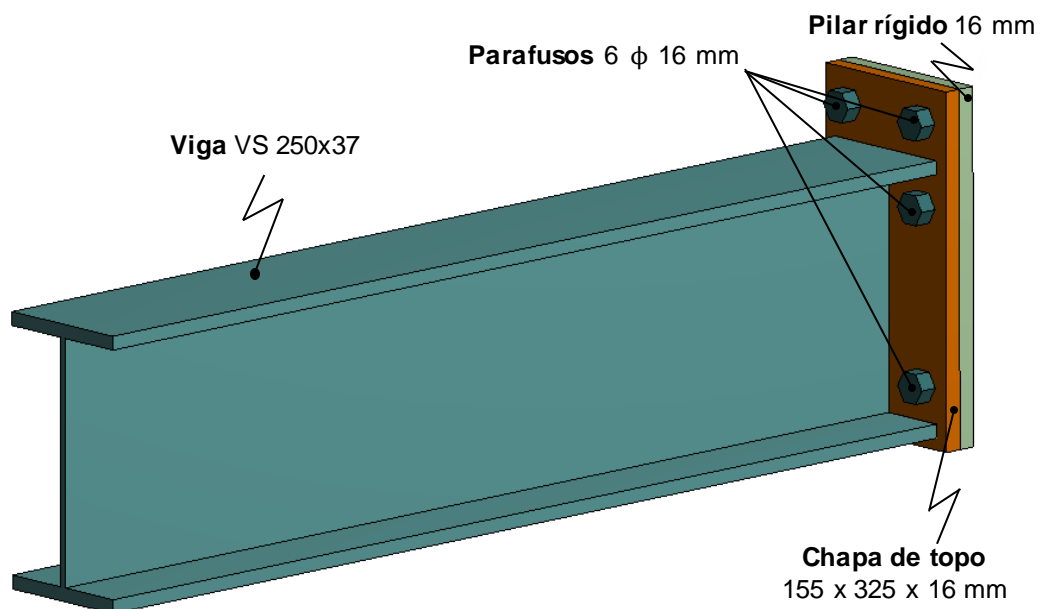


4.1.2 Ligação com chapa de topo estendida

No caso da ligação com chapa de topo estendida, a configuração dos modelos foi baseada nos protótipos ensaiados por Maggi (2004) e por Bergamasco (2012) denominados por CTEE1.

A ligação CTEE1 consiste de uma viga com perfil VS 250x37 (ASTM A36), soldada em uma chapa de topo estendida (ASTM A36) e ligada a um pilar, representado novamente através de uma placa rígida com espessura de 16 mm, através de 6 parafusos de 16 mm (ASTM A325), como mostra a Figura 4.5.

Figura 4.5 – Modelo da ligação com chapa de topo estendida.

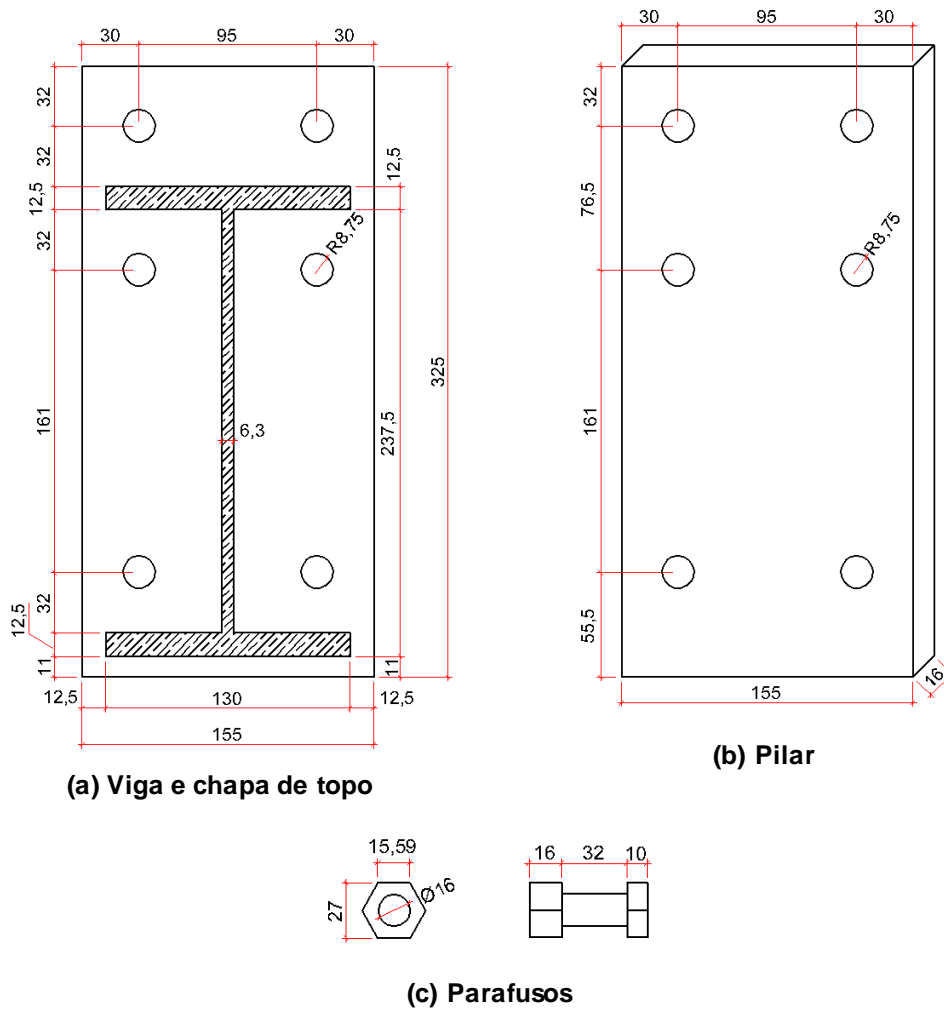


Destaca-se que por simplificação, as soldas não foram modeladas. Essa simplificação foi adotada por Maggi (2004) que observou que a solda utilizada na interseção da viga com a chapa de topo é do tipo de penetração total, havendo uma visível variação da espessura. Dessa forma, o autor realizou um estudo numérico e verificou que os modelos com a presença da solda apresentavam um aumento na resistência, mas de maneira geral, a rigidez inicial não foi influenciada. Portanto, a não consideração da solda estaria a favor da segurança.

Na Figura 4.6 são apresentadas as dimensões de todos os elementos modelados no ANSYS®. Nota-se que a chapa de topo e o pilar possuem as mesmas

dimensões de 155 x 325 x 16 mm e os furos possuem 17,5 mm de diâmetro, ou seja, há uma folga de 1,5 mm entre o fuste do parafuso e a parede do furo. As dimensões dos parafusos são as mesmas utilizadas por Bergamasco (2012) e também seguem as dimensões apontadas pelo folheto da Ciser (2016).

Figura 4.6 – Dimensões da viga VS 250x37, chapa de topo, pilar e parafusos em milímetros.



O comprimento da viga utilizado nos modelos numéricos foi de 984 mm. Dessa forma, somando a espessura da chapa de topo (16 mm), chega-se aos 1000 mm utilizados no cálculo do momento fletor na ligação. O comprimento de 1500 mm de viga utilizado no ensaio de Maggi (2004) também foi simulado, totalizando 1516 mm com a chapa de topo estendida.

5 MODELAGEM NUMÉRICA

Nota-se pelo capítulo de desenvolvimento histórico que a análise numérica se tornou uma importante ferramenta para conhecer o comportamento de uma ligação, aliado aos modelos experimentais. Isso se deve ao fato de que os modelos numéricos apresentam a possibilidade de obter resultados que seriam de difícil obtenção nos ensaios experimentais.

Nos últimos anos, o avanço tecnológico possibilitou a adoção de critérios de modelagem cada vez mais complexos e o processamento dos modelos em um tempo menor. Isso permite a simulação de diversas ligações com diferentes configurações.

Apesar disso, Maggi (2004) destaca que características como as imperfeições geométricas dos materiais, as tensões residuais e até mesmo a falta de controle na aplicação das forças de protensão dos parafusos tornam o modelo numérico apenas uma ferramenta potencial, pois não conseguem inserir essas características no modelo.

Outro fator importante é no que diz respeito à calibração dos modelos numéricos. Vellasco *et al.* (2014) afirmam que ao obter o resultado do modelo numérico, deve-se ter em mente que uma definição errada no programa, como por exemplo uma condição de apoio indevida ou um material mal definido, pode inutilizar os resultados que demandam inúmeras horas de processamento. Com isso, a confiabilidade dos resultados só é garantida a partir da comparação com resultados experimentais, ou, na ausência, de formulações teóricas clássicas.

Portanto, a seguir estão descritos os critérios que foram utilizados na modelagem do presente trabalho com base no desenvolvimento já realizado por diversos autores, principalmente os autores que trabalharam com ligações em estruturas de aço.

5.1 CRITÉRIOS UTILIZADOS NA MODELAGEM

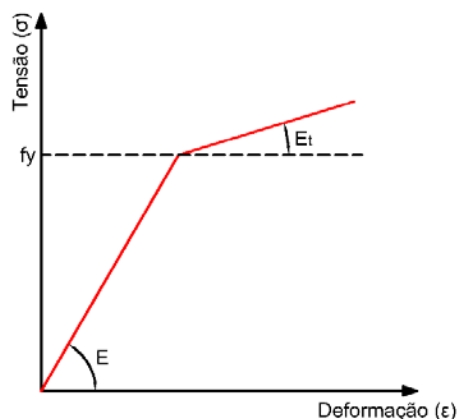
5.1.1 Modelos constitutivos para os materiais

Para a representação dos materiais nos modelos numéricos, foram utilizados três tipos de diagramas de tensão-deformação, permitindo a comparação entre os mesmos. Portanto, a não-linearidade física dos materiais foi considerada pelos modelos constitutivos: linear, bilinear e multilinear. Em todos os modelos, foi considerado o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,30.

O primeiro modelo constitutivo é o mais simples e considera que há uma relação constante entre a tensão e a deformação, ou seja, o módulo de elasticidade (E) é constante.

Para permitir a perda de rigidez do material após o escoamento, utilizou-se também o modelo constitutivo bilinear, apresentado na Figura 5.1. Dessa forma, o módulo de elasticidade longitudinal (E), a tensão de escoamento (f_y) e o módulo plástico (E_t) são informados ao programa. O valor do módulo plástico utilizado foi de 10% do módulo de elasticidade longitudinal, sendo o mesmo valor adotado por Maggi (2000) e Silva (2016).

Figura 5.1 – Diagrama bilinear de tensão-deformação.



No ANSYS®, o modelo utilizado para simular esse diagrama foi o bilinear isotrópico, denominado *Bilinear isotropic hardening plasticity* (BISO), com o critério de plastificação pelas tensões de von Mises.

Os valores utilizados para esse tipo de modelo constitutivo são apresentados na Tabela 5.1. Verifica-se que para as ligações com dupla cantoneira, o módulo de elasticidade (E) foi o mesmo utilizado por Silva (2016) e igual a 200 GPa, enquanto que para a ligação com chapa de topo estendida, esse valor foi alterado para 205 GPa, ou seja, valor igual ao adotado por Maggi (2004).

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas para o diagrama bilinear.

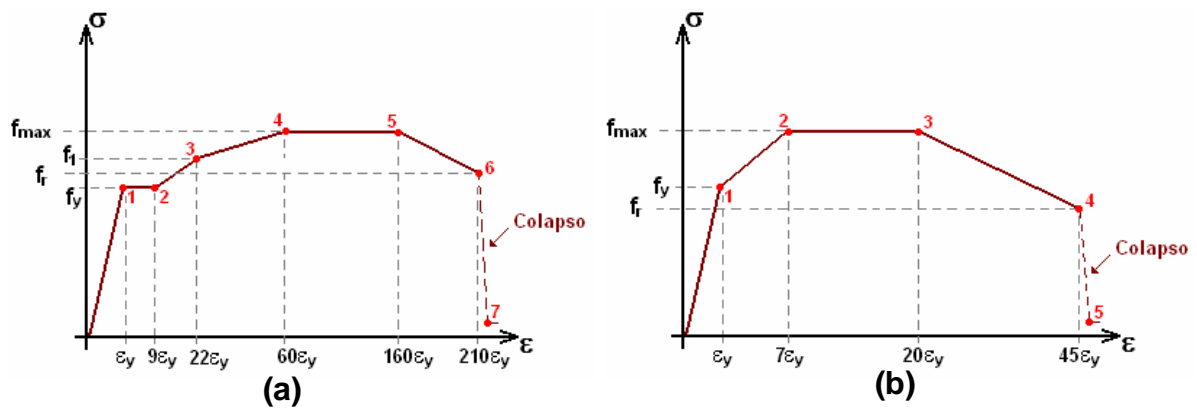
LIGAÇÃO	COMPONENTES	AÇO	f_y (MPa)	E (GPa)	E_t (GPa)	ν
L CPP	Parafusos	ASTM A325	635	200	20	0,3
	Cantoneiras	ASTM A36	250	200	20	0,3
	Viga	ASTM 572 G50	345	200	20	0,3
C TEE1	Parafusos	ASTM A325	635	205	20,5	0,3
	Chapa de topo	ASTM A36	250	205	20,5	0,3
	Viga	ASTM A36	250	205	20,5	0,3

Destaca-se que o modelo com dupla cantoneira (L CPP), no estudo de Silva (2016), restringiu-se ao regime elástico, portanto, o uso do diagrama bilinear não seria necessário nesse modelo, sendo realizado apenas para comprovar que o modelo também se comportou numericamente dentro do regime elástico.

Maggi (2004) cita que apesar do modelo bilinear considerar a perda de rigidez quando a tensão supera a tensão de escoamento, ele não permite nenhum critério de ruptura, prejudicando a redistribuição de tensões. Portanto, o autor adaptou as curvas padronizadas de tensão-deformação presentes na literatura, adicionando um trecho final descendente da curva chamado de “colapso”, apresentado na Figura 5.2. Esse trecho facilita a caracterização de instabilidade global do modelo numérico provocando convergência da solução numérica. Para a tensão final foi atribuído um valor quase nulo e a deformação estipulada foi de 1% da deformação anterior ao colapso.

No ANSYS, o modelo adotado para simular esse comportamento foi o multilinear isotrópico, denominado *Multilinear isotropic hardening plasticity* (MISO), e possibilita representar a plasticidade do aço utilizando como critério de plastificação as tensões de von Mises.

Figura 5.2 – Diagrama multilinear de tensão-deformação utilizados por Maggi (2004) na análise paramétrica. (a) aço ASTM A36 e (b) aço ASTM A325.



Fonte: Maggi (2004)

Nas últimas versões do ANSYS®, o modelo MISO não permite mais a adoção de segmentos de reta com inclinação negativa, sendo assim, a inclinação da curva tensão-deformação é assumida como zero após o último ponto definido pelo usuário. Dessa forma, os pontos que apresentavam inclinação nula e negativa no modelo proposto por Maggi (2004) foram descartados.

Além disso, como há a validação dos resultados do modelo numérico utilizando os resultados experimentais, foram utilizados os pares de tensão-deformação obtidos na caracterização dos materiais do aço ASTM A36, realizados por Maggi (2004), enquanto que para os parafusos ASTM A325, devido às simplificações na modelagem numérica, Maggi (2004) realizou alguns modelos numéricos e propôs os valores apresentados na Tabela 5.2.

Para efeito de comparação, também foram utilizados os valores nominais dos pares de tensão-deformação da Tabela 5.3, uma vez que os projetos estruturais utilizam esses valores para o dimensionamento das peças.

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas do diagrama multilinear para os modelos da análise experimental da ligação com chapa de topo estendida.

		σ (MPa)	ε (mm/mm)
ASTM A36	$E = 205 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$	300,0	0,001462
		303,8	0,012423
		413,1	0,032230
		534,1	0,086178
		607,6	0,215111
ASTM A325	$E = 205 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$	621,6	0,003032
		689,7	0,019658
		717,0	0,058499

Fonte: Adaptação de Maggi (2004)

Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas do diagrama multilinear para os modelos da análise nominal da ligação com chapa de topo estendida.

		σ (MPa)	ε (mm/mm)
ASTM A36	$E = 205 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$	250,0	0,001220
		252,8	0,010920
		333,7	0,026488
		429,3	0,070645
		478,1	0,178314
ASTM A325	$E = 205 \text{ GPa}$ $\nu = 0,3$	635,0	0,003098
		697,3	0,021454
		724,8	0,060116

Fonte: Adaptação de Maggi (2004)

Para melhor visualização do comportamento desses modelos multilineares, o Gráfico 5.1 apresenta os diagramas de tensão-deformação correspondentes ao aço ASTM A36, enquanto que o Gráfico 5.2 apresenta os diagramas para o aço ASTM A325.

Gráfico 5.1 – Diagrama multilinear de tensão-deformação para o aço ASTM A36 adotado na ligação com chapa de topo estendida.

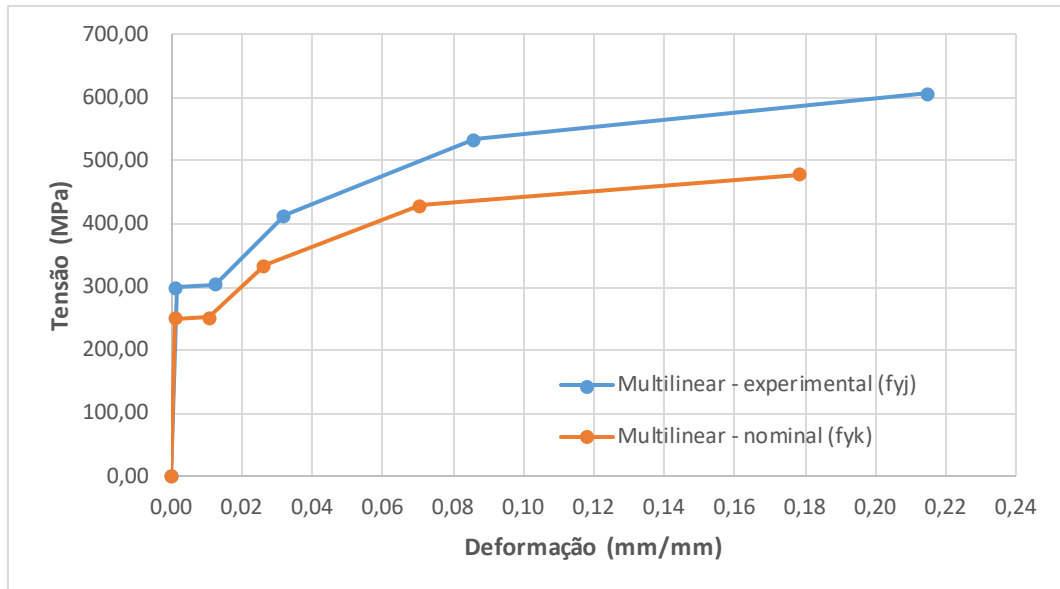
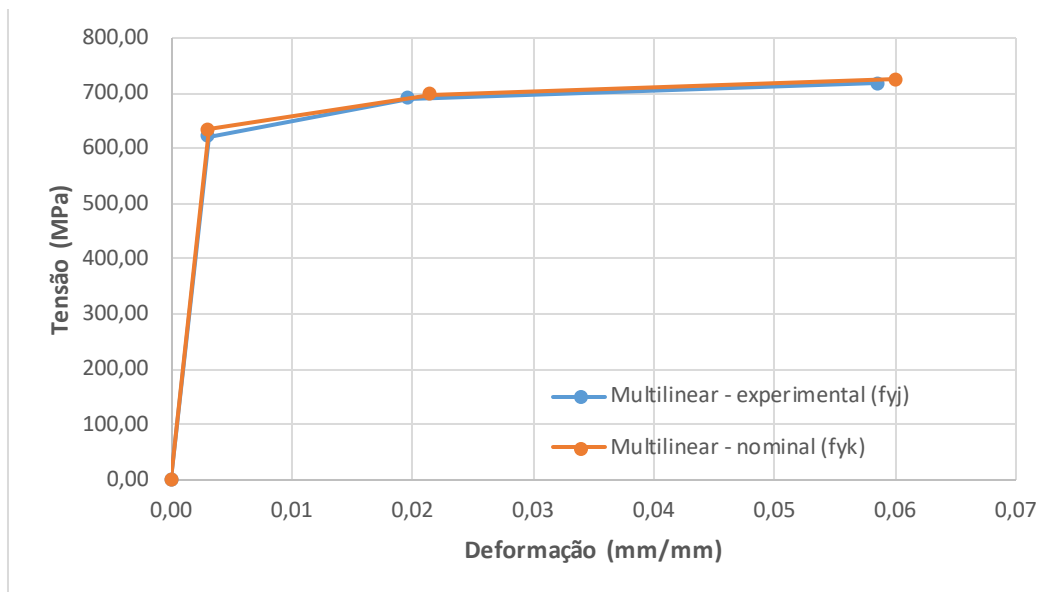


Gráfico 5.2 – Diagrama multilinear de tensão-deformação para o aço ASTM A325 adotado na ligação com chapa de topo estendida.

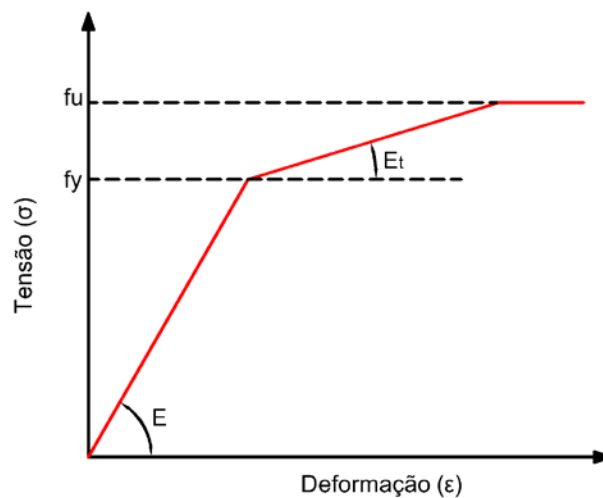


De forma a obter o momento resistente da ligação com dupla cantoneira, um modelo multilinear semelhante ao bilinear citado anteriormente foi utilizado e seus valores são apresentados na Tabela 5.4. Após a tensão de escoamento (f_y), o valor do módulo plástico (E_t) utilizado foi de 10% do módulo de elasticidade longitudinal (E), porém ao atingir a tensão última (f_u), a inclinação da curva tensão-deformação é assumida como zero (Figura 5.3).

Tabela 5.4 – Propriedades mecânicas para o diagrama multilinear da ligação com dupla cantoneira.

LIGAÇÃO	COMPONENTES	AÇO	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (GPa)	E_t (GPa)
LCPP	Parafusos	ASTM A325	635	825	200	20
	Cantoneiras	ASTM A36	250	400	200	20
	Viga	ASTM 572 G50	345	450	200	20

Figura 5.3 – Diagrama multilinear de tensão-deformação adotado na ligação com dupla cantoneira.



5.1.2 Descontinuidades geométricas

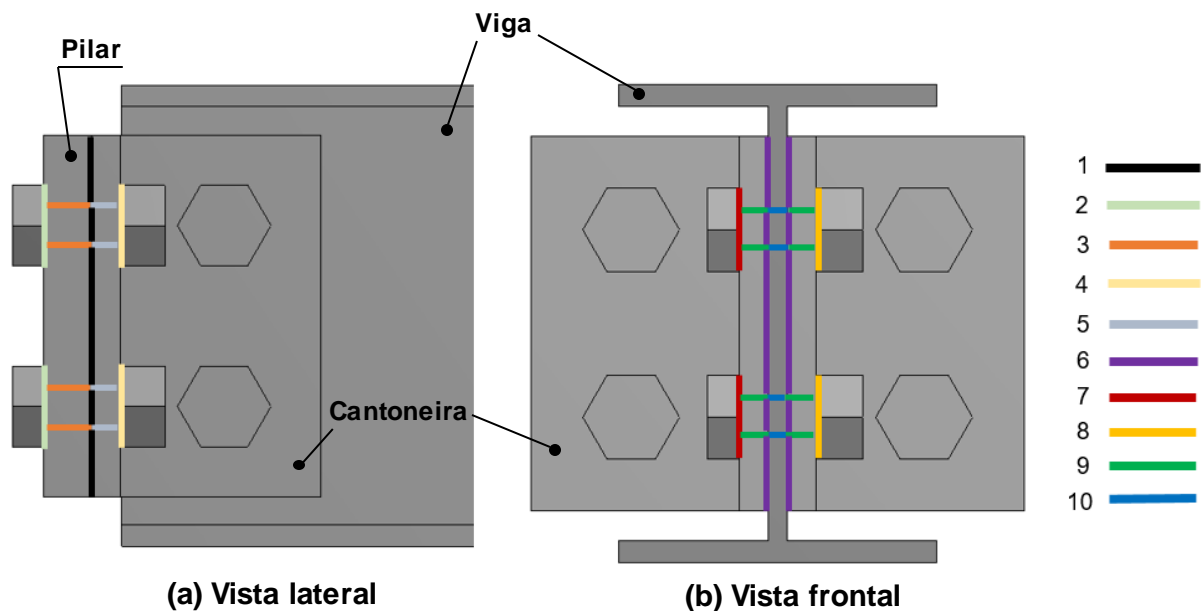
As ligações em estruturas de aço caracterizam-se por possuir diversas descontinuidades geométricas entre os elementos conectados. Esse grande número de elementos deve ser considerado no modelo numérico e transferem esforços entre si. No caso do ANSYS®, utilizam-se elementos especiais de contato que simulam essa interação.

Todas as possibilidades de contato devem ser simuladas. No caso da ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada as possibilidades de contato são apresentadas na Figura 5.4. Portanto, 10 interfaces de contato foram consideradas:

1. interface de contato entre a cantoneira e o pilar;
2. interface de contato entre a cabeça do parafuso e o pilar;

3. interface de contato entre o fuste do parafuso e a parede do furo no pilar;
4. interface de contato entre a porca do parafuso e a cantoneira conectada ao pilar;
5. interface de contato entre o fuste do parafuso e a parede do furo na cantoneira;
6. interface de contato entre a cantoneira e a alma da viga;
7. interface de contato entre a cabeça do parafuso e a cantoneira;
8. interface de contato entre a porca do parafuso e a cantoneira conectada à viga;
9. interface de contato entre o fuste do parafuso e a parede do furo na cantoneira;
10. interface de contato entre o fuste do parafuso e a parede do furo na alma da viga.

Figura 5.4 – Interfaces de contato da ligação com dupla cantoneira.

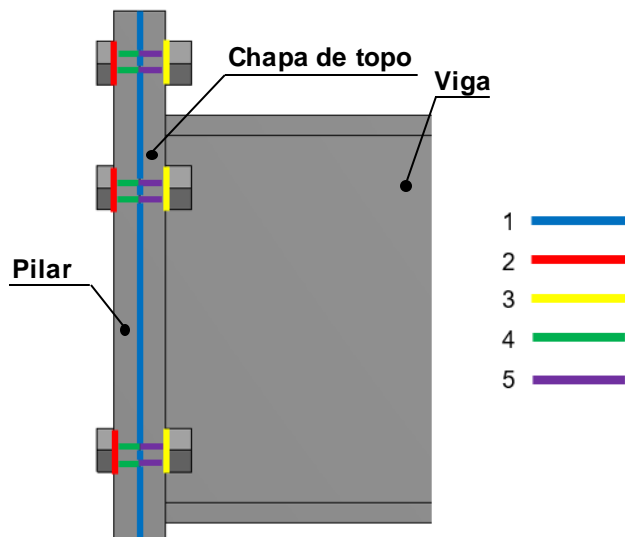


Como os perfis utilizados nos ensaios em laboratório para a ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada possuíam superfície com pintura, foi utilizado o valor de 0,20 para o atrito estático, recomendado pela NBR 8800 (2008). Além disso, o diâmetro do furo utilizado na modelagem é de 16,50 mm.

Para a ligação com chapa de topo estendida, as interfaces de contato são apresentadas na Figura 5.5 e indicadas por:

1. interface de contato entre a chapa de topo e o pilar;
2. interface de contato entre a cabeça do parafuso e o pilar;
3. interface de contato entre a porca do parafuso e a chapa de topo;
4. interface de contato entre o fuste do parafuso e a parede do furo no pilar;
5. interface de contato entre o fuste do parafuso e a parede do furo na chapa de topo.

Figura 5.5 – Interfaces de contato da ligação com chapa de topo estendida.



O coeficiente de atrito estático para a ligação com chapa de topo estendida foi considerado igual a 0,30 na modelagem com o programa ANSYS®. Esse valor é um pouco abaixo do valor de 0,35 recomendado pela NBR 8800 (2008) para superfícies laminadas, limpas e sem pintura, porém, é o mesmo utilizado por Maggi (2004) e Bergamasco (2012).

Além disso, o diâmetro dos furos adotado nas ligações com chapa de topo estendida foi o furo-padrão segundo a NBR 8800 (2008), ou seja, 17,5 mm.

5.1.3 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica refere-se ao comportamento não linear da estrutura devido aos seus deslocamentos, provocando alteração nos esforços, mesmo que o material obedeça a lei de Hooke, ou seja, apresente um modelo constitutivo linear mencionado no item 5.1.1.

Matematicamente, isso significa que a matriz de rigidez da estrutura é função dos deslocamentos, portanto, essa rigidez é alterada com a mudança de posição da estrutura.

Dessa forma, para considerar a não-linearidade geométrica da estrutura, utilizou-se a opção *large displacement static* no ANSYS®. É sempre interessante estar ativado no programa, mas quando se trabalha nesse regime, há um aumento no custo computacional. Portanto, alguns modelos também foram simulados com a opção *small displacement static* para verificar as diferenças nos resultados entre os modelos estudados.

5.2 ELEMENTOS UTILIZADOS NOS MODELOS

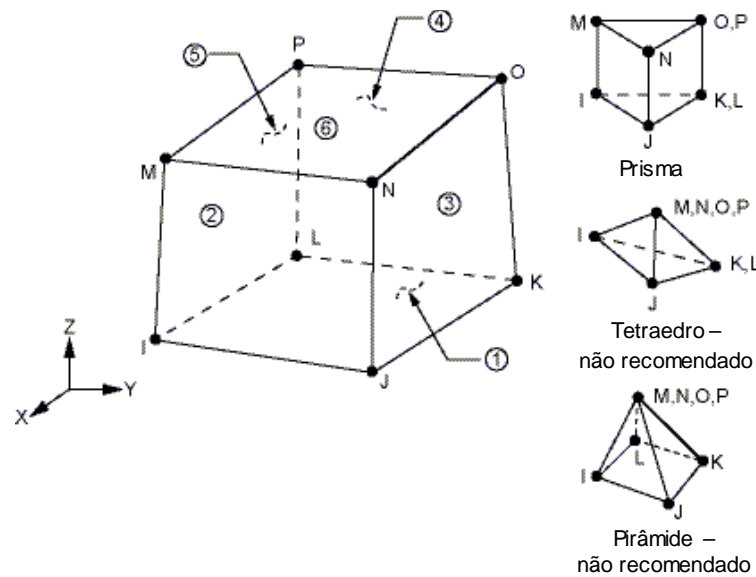
Os elementos finitos utilizados nos modelos são apresentados nos próximos itens.

Cabe salientar que todos os elementos utilizados devem permitir que sejam adotados os critérios de modelagem citados anteriormente para a correta resposta esperada da estrutura.

5.2.1 Elemento volumétrico

Tratando-se de uma modelagem tridimensional, foram utilizados elementos volumétricos para a modelagem da ligação viga-pilar. O elemento escolhido foi o SOLID185, também chamado de hexaédrico de 8 nós, apresentado na Figura 5.6.

Figura 5.6 – Geometria do elemento SOLID185.



Fonte: Adaptação de ANSYS® (2011).

De acordo com o manual do ANSYS® (2011), o SOLID185 é utilizado na modelagem 3-D de estruturas sólidas, possuindo 8 nós, com três graus de liberdade por nó: translação nodal em x , y e z . O elemento ainda apresenta capacidade de considerar a plastificação do material, ou seja, a adoção de diversos modelos constitutivos para os materiais, grandes deformações, grandes deslocamentos e alterações na rigidez devido às tensões normais.

Maggi (2004) utilizou o elemento SOLID45, similar ao SOLID185 no ANSYS® versão 14, e alertou que o SOLID45 pode apresentar resposta numérica desfavorável quando submetidos à flexão, ocorrendo o aumento de rigidez, denominado de “*shear locking*”. Para minimizar esse problema, Bursi e Jaspart (1998) citam a utilização dos “modos incompatíveis” de deslocamento na tecnologia do elemento.

No caso do elemento SOLID185, a tecnologia do elemento padrão do programa é denominada de integração completa com o método \bar{B} (“*Full Integration with \bar{B}* ”), prevenindo o “*volumetric locking*” em casos quase incompressíveis, mas não prevenindo o “*shear locking*”. Portanto, outra tecnologia foi utilizada, o “*Simplified Enhanced Strain Formulation*”, também denominado de “*Extra displacement shapes*” e utilizado por Maggi (2004). Essa tecnologia previne o “*shear locking*” em problemas com predominância de flexão ao introduzir graus de liberdade internos,

mas não previne o “*volumetric locking*”, não sendo necessariamente um problema, uma vez que materiais incompressíveis possuem coeficiente de Poisson próximos de 0,50.

Outra solução seria a utilização de um elemento superior, o SOLID186, que possui 20 nós e permite uma melhor distribuição das tensões. Esse elemento foi utilizado por Silva (2016) e um similar, SOLID95, por Bergamasco (2012), mas a presença de mais nós aumenta significativamente o custo computacional, não sendo a solução adotada no presente trabalho.

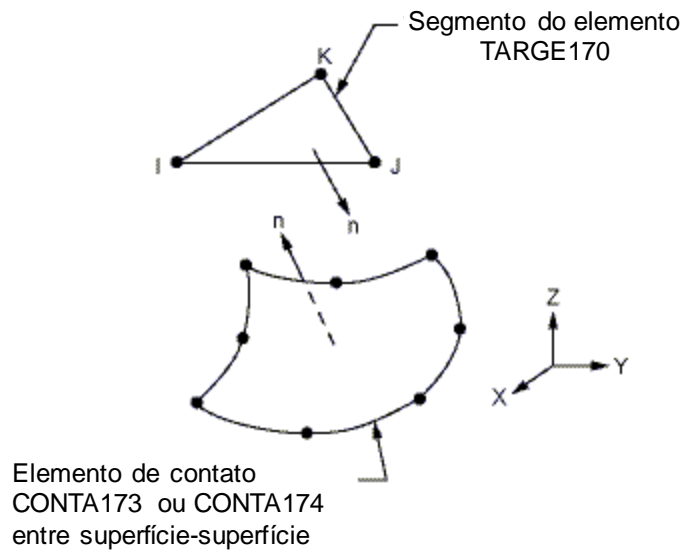
5.2.2 Elementos de contato

Devido ao grande número de elementos e dispositivos encontrados numa ligação metálica, torna-se necessário indicar ao programa que esses elementos trabalham junto em contato e há transferência de esforços entre os mesmos. Isso é feito através de elementos especiais chamados de “elementos de contato” e recebem a denominação de TARGE170 e CONTA174 no ANSYS®.

De acordo com Bergamasco (2012), “estes elementos introduzem novos termos na matriz de rigidez, permitindo a consideração de esforços provocados pela tentativa de penetração de uma superfície em outra”.

O manual do ANSYS® (2011) apresenta que o elemento TARGE170 funciona como um “alvo” para elementos de contato associados (CONTA174), sobrepondo-se ao elemento sólido, casca ou de linha, descrevendo o limite de um corpo deformável e estão potencialmente em contato com a superfície de alvo. A superfície alvo é discretizada por um conjunto de elementos alvo (TARGE170) e unida com a superfície de contato associada, através de um conjunto de constantes reais compartilhadas, como mostra a Figura 5.7.

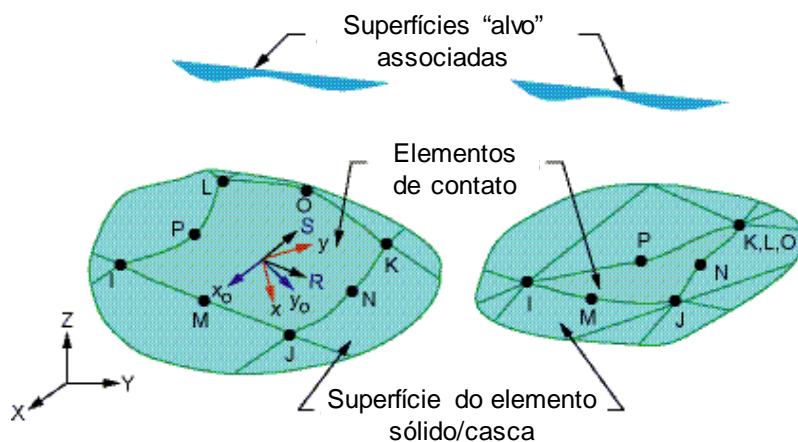
Figura 5.7 – Geometria do elemento TARGE170.



Fonte: Adaptação de ANSYS® (2011).

O elemento CONTA174 (Figura 5.8) é definido pelo manual do ANSYS® (2011) como sendo utilizado para representar o deslizamento entre a superfície alvo 3-D e a superfície deformável, definida por este elemento. O elemento fica localizado na superfície do elemento sólido, ou de casca, com nós intermediários e possui a mesma característica geométrica do elemento sólido (SOLID185), ou de casca, ao qual está conectado. O contato ocorre quando a superfície do elemento penetra um dos segmentos do elemento alvo (TARGE170) em uma superfície alvo especificada.

Figura 5.8 – Geometria do elemento CONTA174.



Fonte: Adaptação de ANSYS® (2011).

Cabe salientar que o elemento possui oito nós, podendo assumir 6 nós dependendo da geometria do elemento sólido, ou casca, e apresenta nós intermediários. Além disso, a introdução dos elementos de contato é considerada como não linear, necessitando de uma solução incremental-iterativa.

O algoritmo de contato utilizado pelo programa ANSYS® para elementos de contato superfície-superfície é denominado de método aumentado de Lagrange, que consiste em uma série iterativa de métodos de penalidade. Esse método usualmente conduz a soluções mais estáveis e alguns parâmetros devem ser definidos, entre eles: o coeficiente de atrito (μ), o fator de rigidez normal de contato (FKN), o fator de rigidez tangente de contato (FKT) e o fator de tolerância (FTOLN).

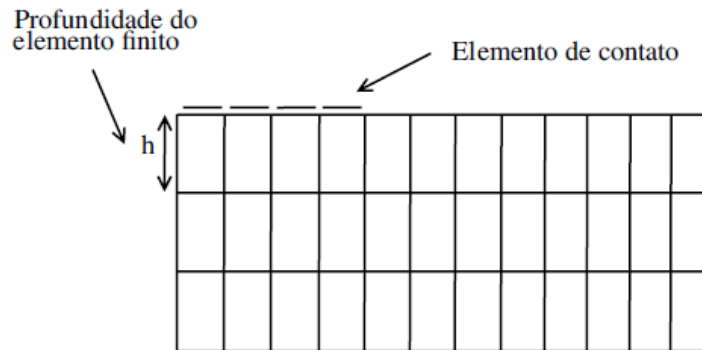
O coeficiente de atrito (μ) utilizado para a ligação com dupla cantoneira foi de 0,20 e para a ligação com chapa de topo estendida foi de 0,30. Os demais parâmetros foram adotados conforme recomendação do ANSYS®, Maggi (2004) e Bergamasco (2012).

No caso do fator de rigidez normal de contato (FKN), a documentação do ANSYS® (2011) permite a utilização de valores entre 0,01 e 1,0. Por padrão, esse valor é definido como 1,0 e foi adotado nos modelos numéricos. Esse valor irá definir a quantidade de penetração entre os elementos de contato, sendo que, quanto maior seu valor, menor será a penetração, mas isso poderá causar problemas de convergência (ANSYS®, 2011).

O deslizamento entre as superfícies de contato depende do valor de FKT. Seu valor é definido automaticamente pelo ANSYS®, sendo proporcional ao coeficiente de atrito e ao fator de rigidez normal de contato (FKN).

Ao invés de se especificar o valor limite de penetração, deve-se definir o fator de tolerância FTOLN com valores menores que 1,0 e de preferência menor que 0,2. O valor padrão do ANSYS® é de FTOLN = 0,1 e foi adotado para os modelos. Esse fator é baseado na espessura do elemento adjacente ao elemento de contato e usado para calcular a penetração permitida, como mostra a Figura 5.9.

Figura 5.9 – Profundidade do elemento no par de contato.



Fonte: Silva (2009).

Dessa forma, a penetração permitida pelo programa é definida como o produto entre o FTOLN e a profundidade média do elemento finito adjacente, denominado de “h” na Figura 5.9. Isso significa que componentes com elementos de maior dimensão, a penetração permitida é maior, enquanto que elementos com menor dimensão apresentam um limite menor de penetração (SILVA, 2009).

Caso alguma penetração supere o valor limite de tolerância, a solução global é considerada sem convergência, mesmo que todos os demais critérios sejam satisfeitos (ANSYS®, 2011).

5.2.3 Elemento de protensão

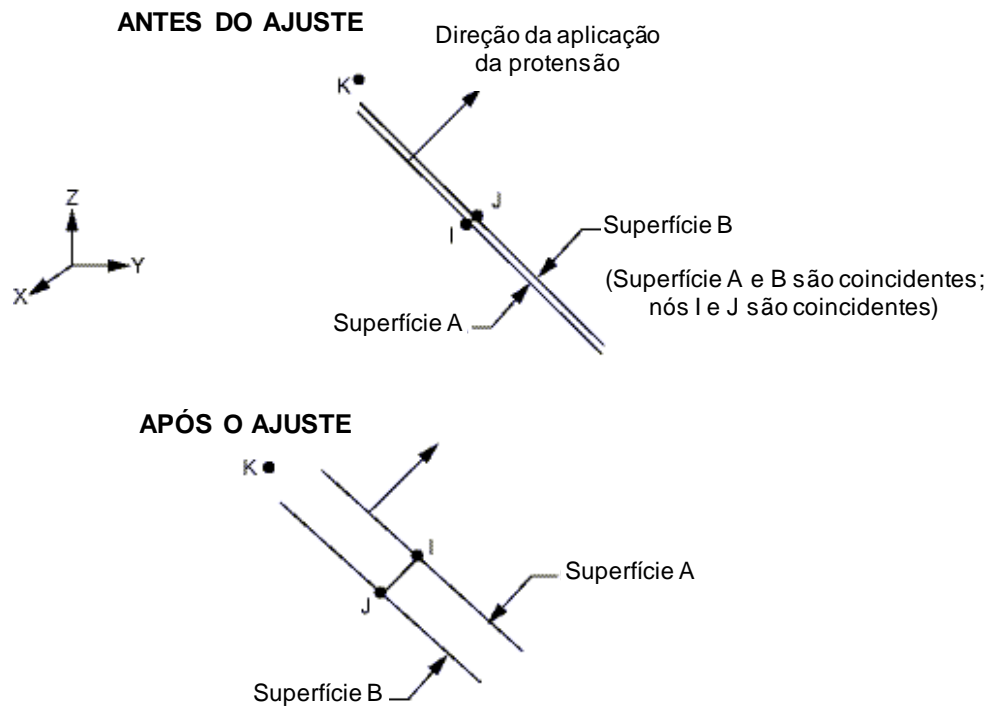
Como abordado anteriormente, a protensão será feita através da variação negativa de temperatura, e também com o uso do elemento de protensão denominado de PRETS179 no ANSYS®.

De acordo com o manual do ANSYS® (2011), o elemento PRETS179 é utilizado para considerar a protensão em elementos 2-D ou 3-D no interior de uma malha já definida. Esse elemento possui apenas um grau de liberdade: translação em uma direção.

A geometria do elemento é apresentada na Figura 5.10 onde é possível notar que esse elemento é definido por três nós I, J e K. Inicialmente, as superfícies A e B, assim como os nós I e J são coincidentes. O nó K é denominado de “nó de

protensão”, podendo estar em qualquer lugar do espaço e pertence a apenas uma seção de protensão, dessa forma, recebe as condições de contorno de uma seção de protensão inteira.

Figura 5.10 – Geometria do elemento PRETS179.



Fonte: Adaptação de ANSYS® (2011).

Ao aplicar o carregamento, as duas superfícies são puxadas uma contra a outra até atingir a protensão desejada. Portanto, o nó K, que possui apenas um grau de liberdade à translação, que define o deslocamento relativo entre as superfícies A e B na direção de aplicação da protensão.

Destaca-se ainda que a direção assumida para aplicação da protensão não muda durante a análise.

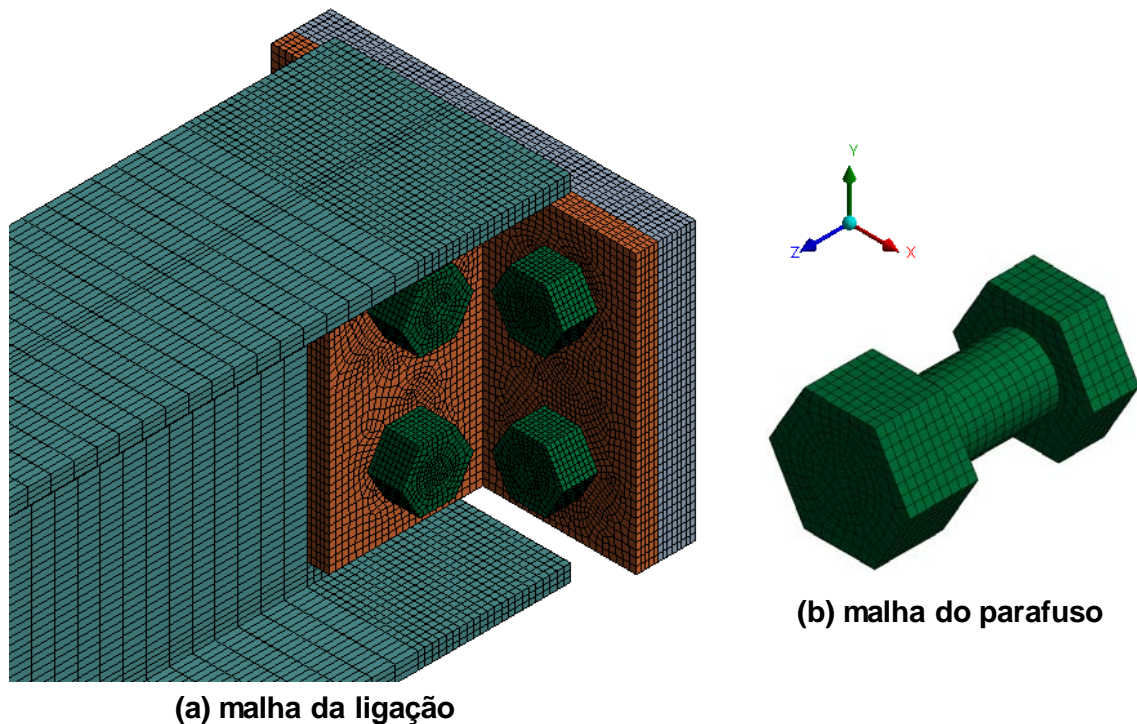
5.3 DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A malha utilizada nos modelos foi gerada no próprio programa ANSYS®, partindo de tamanho de malhas já utilizadas em outros trabalhos semelhantes. Além

disso, procurou-se utilizar uma malha mais refinada nas regiões com maior concentração de tensões e sempre tentando evitar a presença de elementos com má forma, ou seja, elementos alongados, deformados, etc., que podem conduzir a resultados imprecisos. Portanto, a procura de uma discretização ótima do número de elementos, que está diretamente ligada com o custo computacional, não foi uma preocupação do presente trabalho.

A discretização da malha adotada para a ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada (LCPP) é apresentada na Figura 5.11. Nota-se que na região mais próxima do pilar, o tamanho dos elementos é menor, enquanto que ao se afastar dessa região, o tamanho é maior.

Figura 5.11 – Discretização da malha da ligação com dupla cantoneira e detalhe do parafuso.



As dimensões dos elementos na malha adotada estão indicadas na Tabela 5.5. Verifica-se que os elementos na malha do parafuso possuem dimensão menor que os demais componentes da ligação. No caso dos componentes que estão em contato com a cabeça ou a porca dos parafusos, adotou-se a malha de 2 mm apenas para essa região em contato, sendo o restante com malha de 3 mm.

Tabela 5.5 – Dimensões dos elementos na malha adotada para cada peça da ligação LCPP.

PEÇA	DIMENSÃO (mm)
Parafusos	2
Pilar	3 (Região em contato com o parafuso: 2)
Cantoneiras	3 (Região em contato com o parafuso: 2)
Viga (próximo ao pilar)	3 (Região em contato com o parafuso: 2)
Viga (afastado do pilar)	10

A quantidade de elementos e nós utilizados, contando os elementos especiais de contato e protensão, na malha da ligação LCPP com viga em balanço de 990 mm de comprimento é apresentada na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Número de elementos e nós utilizados na malha da ligação LCPP com viga em balanço de 990 mm de comprimento.

PEÇA	ELEMENTOS	NÓS
Parafusos	21271	26983
Pilar	26840	31491
Cantoneiras	29130	36648
Viga	43440	58976
Total	120681	154098
Contato	90758	38804
Protensão	580	1166
Total	212019	154104

Para a ligação LCPP com viga biapoiada (modelada apenas a metade em razão da simetria) de 1388,5 mm, apenas o número de elementos da viga aumenta, como mostra a Tabela 5.7. Vale frisar que os nós dos elementos especiais, contato e protensão, também podem pertencer aos elementos volumétricos. Por isso a soma total dos nós do modelo (173784 nós) não será igual à soma dos nós dos elementos especiais (38804 e 1166 nós) com o total dos nós das peças (173778 nós).

Tabela 5.7 – Número de elementos e nós utilizados na malha da ligação LCPP com viga de 1388,5 mm de comprimento.

PEÇA	ELEMENTOS	NÓS
Parafusos	21271	26983
Pilar	26840	31491
Cantoneiras	29130	36648
Viga	58080	78656
Total	135321	173778
Contato	90758	38804
Protensão	580	1166
Total	226659	173784

No caso da ligação com chapa de topo estendida (CTEE1), a discretização da malha da ligação e do parafuso é mostrada na Figura 5.12, enquanto que as dimensões dos elementos na malha estão na Tabela 5.8.

Figura 5.12 – Discretização da malha da ligação com chapa de topo estendida e detalhe do parafuso.

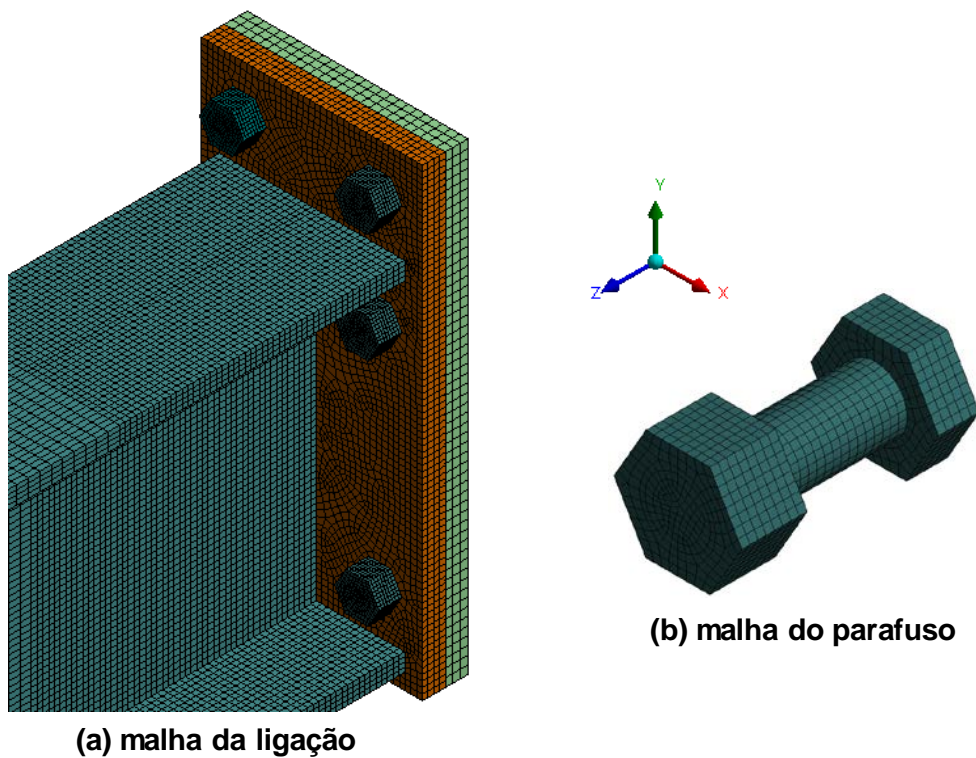


Tabela 5.8 – Dimensões dos elementos na malha adotada para cada peça da ligação CTEE1.

PEÇA	DIMENSÃO (mm)
Parafusos	2
Pilar	6 (Região em contato com o parafuso: 4)
Chapa de topo	4
Viga (próximo ao pilar)	4
Viga (afastado do pilar)	8

Seguiu-se a orientação de Bursi e Jaspart (1998) de adotar ao menos 3 linhas de elementos ao longo da espessura da chapa de topo. No presente caso, foram adotadas 4 linhas de elementos.

O número de elementos e nós utilizados na malha da ligação com chapa de topo estendida (CTEE1) são apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Número de elementos e nós utilizados na malha da ligação CTEE1.

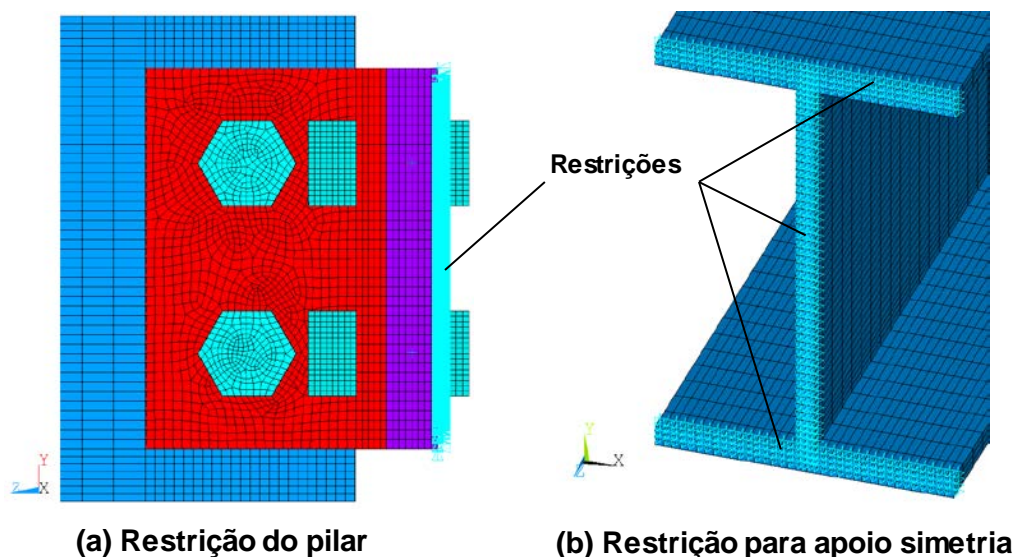
PEÇA	ELEMENTOS	NÓS
Parafusos	24129	30064
Pilar	4680	6732
Chapa de topo	13116	17200
Viga	57128	77182
Total	99053	130660
Contato	48760	23552
Protensão	631	1268
Total	148444	130666

O número total de nós da peça (130660 nós) não é igual à soma do número de nós de cada peça, pois alguns nós da viga também pertencem à chapa de topo estendida. Essa condição foi feita para “soldar” a viga na chapa de topo estendida.

5.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Dois situações (condições de contorno) foram simuladas para cada uma das ligações estudadas. A primeira delas considerada uma das faces da placa rígida, que simula o pilar, com todos seus nós restritos nas três direções (Figura 5.13a) e a outra extremidade da viga livre, simulando uma viga em balanço, enquanto que a segunda situação considera, além das restrições feitas anteriormente na placa rígida, os nós da extremidade da viga com restrição de translação na direção do seu eixo axial (eixo Z), formando o chamado apoio simetria (Figura 5.13b), simulando a metade de uma viga biapoiada (simétrica).

Figura 5.13 – Condições de contorno aplicada na ligação com dupla cantoneira.



5.5 APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

Da mesma forma que as ligações foram carregadas nos ensaios experimentais realizados por Maggi (2004) e Silva (2016), o carregamento na modelagem numérica foi aplicado com pelo menos duas etapas de carregamento (*load steps*), sendo a primeira delas a protensão dos parafusos, seguido da aplicação de forças na extremidade da viga, com pequenos acréscimos. As duas etapas são melhor detalhadas a seguir.

5.5.1 Aplicação da protensão nos parafusos

A protensão inicial dos parafusos foi realizada através da variação de temperatura negativa no fuste dos parafusos e também utilizando o elemento de protensão do ANSYS®, denominado de PRETS179.

De acordo com a NBR 8800 (2008), a força mínima de aplicação (F_{Tb}) para protensão dos parafusos de alta resistência é função do diâmetro nominal do parafuso utilizado e corresponde a 70% da força de tração resistente nominal do parafuso. No caso dos parafusos ASTM, a própria norma apresenta uma tabela com os valores já calculados, sendo $F_{Tb} = 85 \text{ kN}$ e $F_{Tb} = 91 \text{ kN}$, respectivamente para os parafusos de 5/8" e 16 mm.

a) Variação de temperatura

A aplicação de uma variação de temperatura negativa no fuste dos parafusos foi a estratégia utilizada por Maggi (2004) e Bergamasco (2012) para simular a protensão nos parafusos, constituindo a primeira etapa do carregamento. Como a cabeça e a porca dos parafusos estão restritas pelo contato com a cantoneira, ou chapa de topo, e a chapa rígida, que simula o pilar, tensões de tração vão se desenvolver no momento que o parafuso tentar encurtar, simulando a protensão.

Para utilizar essa estratégia, o valor do coeficiente de dilatação térmica deve ser inserido no programa ANSYS®, definido na NBR 8800 (2008) para o aço como $\alpha = 1,2 \times 10^5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

A deformação elástica de um parafuso com comprimento inicial (L_0), área do fuste (A_{fp}) e módulo de elasticidade (E) quando submetido a uma força constante, nesse caso a força de protensão (F_{tb}), é dada por:

$$\Delta L = \frac{F_{tb} \cdot L_0}{E \cdot A_{fp}} \quad (14)$$

Além disso, a deformação linear devido à variação de temperatura (ΔT) é dada por:

$$\Delta L = \alpha \cdot L_0 \cdot \Delta T \quad (15)$$

Logo, substituindo a Equação 15 na Equação 14, obtém-se:

$$\Delta T = \frac{F_{tb}}{\alpha \cdot E \cdot A_{fp}} \quad (16)$$

A Equação 16 apresenta o valor da variação de temperatura negativa para a aplicação da força de protensão inicial nos parafusos caso ambas extremidades do fuste fossem consideradas restringidas, impedindo o seu encurtamento. Como há uma parcela de deformação da cabeça e porca do parafuso, além dos materiais em contato com o parafuso, esse valor foi alterado nas simulações numéricas até atingir a tensão no fuste do parafuso correspondente à força de protensão.

A variação de temperatura negativa aplicada no fuste dos parafusos para obter a força de protensão desejada é apresentada na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Variação de temperatura aplicada no fuste dos parafusos.

Diâmetro do parafuso	F_{tb}	ΔT_{calculado}	ΔT_{aplicado}
5/8"	85 kN	-178.933 °C	Parafusos do pilar: -307.656 °C Parafusos da viga: -362.562 °C
16 mm	91 kN	-183.982 °C	-334.510 °C

Nota-se pela Tabela 5.10 que os parafusos 5/8" que ligam as cantoneiras ao pilar precisaram de uma variação de temperatura menor do que os parafusos de mesmo diâmetro que ligam as cantoneiras à viga. Isso ocorre porque o pilar foi considerado como rígido, ou seja, apresenta deformações muito pequenas.

b) Elemento de protensão PRETS179

A aplicação de protensão utilizando o elemento PRETS179 do ANSYS® é muito mais simples que a estratégia de utilizar a variação de temperatura negativa no fuste do parafuso. Através desse método, cria-se uma seção transversal no fuste do parafuso que dividirá a sua malha. As duas superfícies criadas são então

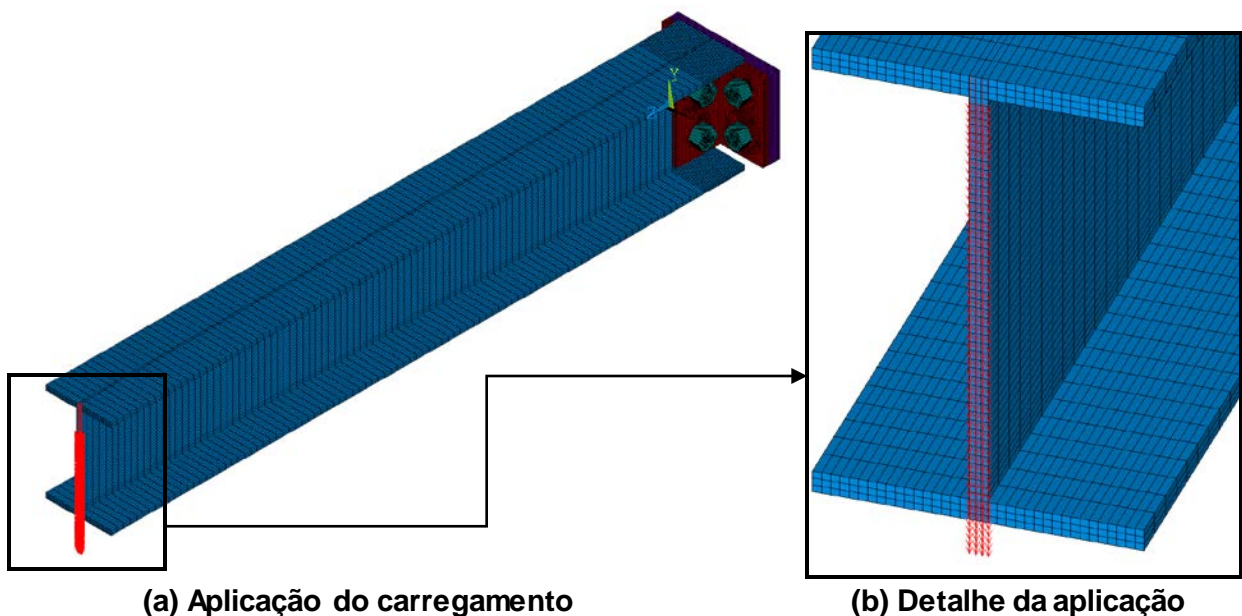
puxadas uma contra a outra até atingir a protensão definida diretamente pelo usuário.

5.5.2 Aplicação das forças nodais

A segunda e demais etapas de carregamentos nas duas ligações estudadas, caracteriza-se pela aplicação da força na extremidade da viga, nesse caso realizado através da aplicação de forças nodais em toda a alma e parte central das mesas da extremidade livre viga (Figura 5.14).

A aplicação dessa forma procura evitar a concentração de tensões que poderiam acontecer caso a carga fosse aplicada em poucos nós, além de evitar deformações localizadas na mesa da viga caso a carga fosse aplicada nos demais nós da mesa.

Figura 5.14 – Aplicação das forças nodais, em vermelho, na ligação com dupla cantoneira.



Dessa forma, no caso da viga em balanço, o produto da soma das forças nodais aplicadas pela distância da extremidade livre da viga até a face do pilar que está em contato com a cantoneira, resulta no momento na ligação. Para o caso da viga com apoio simetria, o momento na ligação foi obtido utilizando o programa

Ftool, versão 3.01, variando-se a rigidez rotacional até que o deslocamento vertical na extremidade da viga neste programa seja igual ao obtido no programa ANSYS®.

O valor do carregamento aplicado recebeu incrementos pequenos, através de outras etapas de carregamento, de forma a obter pelo menos o máximo momento na ligação obtido nos ensaios experimentais de Maggi (2004) e Silva (2016). Em alguns casos, o carregamento foi muito elevado e o modelo numérico apresentou não convergência dos resultados, ou seja, a ligação atingia a ruptura.

5.5.3 Solução incremental-iterativa

Ao inserir o contato entre os elementos, a solução numérica passa a ser não linear, mesmo que o modelo constitutivo do material seja adotado como linear. Portanto, é necessário subdividir e aplicar o carregamento gradualmente com incrementos até atingir as condições de equilíbrio. No programa ANSYS®, o método utilizado para análises não lineares foi o Método Newton-Raphson completo, onde a matriz de rigidez é atualizada a cada iteração e a carga definida em cada etapa subdividida em incrementos para obter uma solução mais precisa.

O critério de convergência em força e deslocamento adotado para cada incremento do carregamento foi o “L2-norm”. Esse critério realiza a convergência das forças, ou deslocamentos, ao comparar seu valor residual definido como a raiz quadrada da soma do quadrado das forças, ou deslocamentos, residuais com um valor de referência. A convergência é atingida quando o valor residual for menor que o produto entre o valor de referência e a tolerância adotada. Nesse caso, os valores de tolerância padrão do ANSYS® foram mantidos.

Para os incrementos, cada etapa de carga foi inicialmente dividida em 20 incrementos de carga iguais inicialmente, ou seja, cada incremento corresponde à 5% da carga total. Além disso, permitiu-se que o programa controle o incremento de carga para os próximos passos, ou seja, que o programa altere o incremento de carga se for necessário para atingir a convergência.

5.6 CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO

A curva momento-rotação nos modelos numéricos foi obtida de duas formas, dependendo de como as vigas foram modeladas (condição de contorno): em balanço ou biapoiadas.

No caso das vigas simuladas em balanço, o momento fletor na ligação é obtido através do produto da soma das forças nodais aplicadas ($\sum P_i$) na extremidade livre da viga pela distância entre a extremidade livre até a face do pilar (L) que está em contato com a cantoneira ou chapa de topo estendida.

Como não há rotação do pilar, devido à sua rigidez elevada, apenas a rotação da viga é utilizada para montar a curva momento-rotação (Figura 5.15). A rotação é obtida indiretamente a partir da regressão linear dos deslocamentos horizontais médios nodais, pertencentes à alma da viga da sua extremidade próxima ao pilar, de eixo a eixo das mesas, como mostra a Figura 5.16. A inclinação dessa linha, obtida na regressão linear, em relação ao eixo vertical, representa a rotação relativa da viga.

Figura 5.15 – Representação esquemática para obtenção da rotação relativa (θ_r).

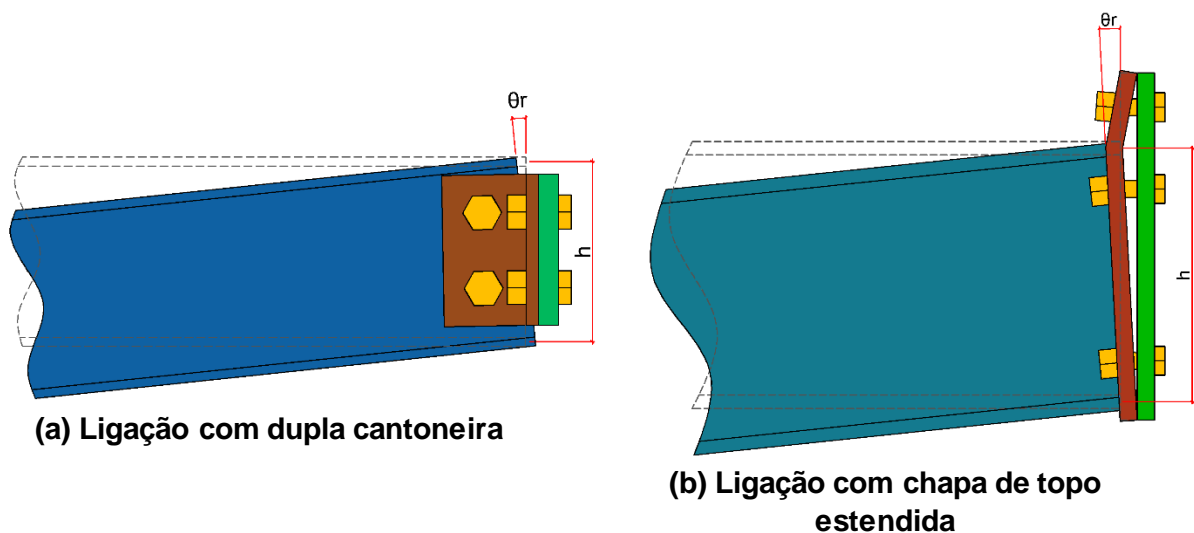
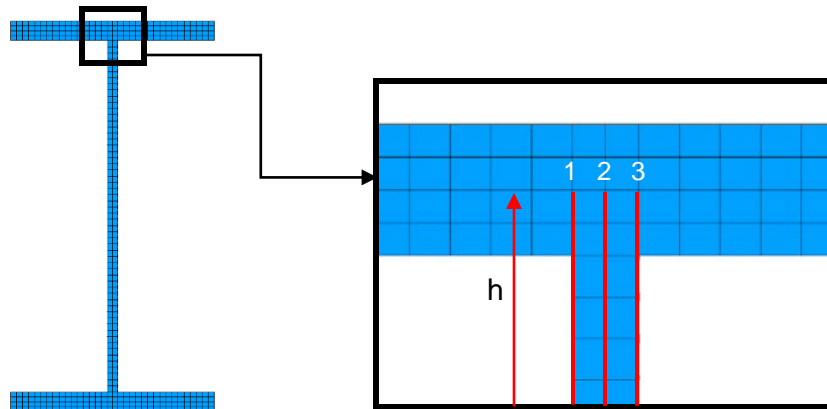


Figura 5.16 – Nós utilizados para realizar a média dos deslocamentos horizontais.



Para as vigas biapoiadas (simétricas), com apoio simetria, o momento na ligação e a rotação relativa foram obtidos utilizando o programa Ftool. Por tentativa e erro, a rigidez rotacional da ligação era alterada no Ftool até que o deslocamento no meio do vão, neste caso no apoio simetria, fosse idêntico ao valor obtido no programa ANSYS®, com a mesma carga. Ao final do processo, o programa Ftool informa o momento fletor e a rotação na seção da ligação na viga, possibilitando a montagem da curva momento-rotação.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos através da análise realizada pelos modelos analíticos, numéricos e experimentais das duas ligações: ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada e ligação com chapa de topo estendida.

6.1 LIGAÇÃO COM DUPLA CANTONEIRA

6.1.1 Modelos analíticos

Três modelos analíticos foram utilizados para obter o comportamento da ligação com dupla cantoneira, ou seja, obter a curva momento-rotação da ligação. Vale destacar que os modelos analíticos são de fácil aplicação, mas válidos apenas para os limites dos dados de origem.

Inicialmente são apresentados apenas os parâmetros utilizados nos modelos analíticos e posteriormente os resultados são ilustrados de forma gráfica para compará-los com os resultados dos demais modelos numéricos e experimental.

6.1.1.1 Modelo de Frye e Morris (1975)

Para o modelo analítico de Frye e Morris (1975), primeiramente é necessário definir as constantes de ajuste da curva conforme o tipo de ligação (C_1 , C_2 e C_3).

No presente caso, de acordo com a Tabela 2.2, as constantes são:

- $C_1 = 3,66 \times 10^{-4}$;
- $C_2 = 1,15 \times 10^{-6}$;
- $C_3 = 4,57 \times 10^{-8}$.

O parâmetro padronização (K) é dado pela Equação 17, extraída da Tabela 2.2:

$$K = d_a^{-2,4} t_a^{-1,81} g^{0,15} \quad (17)$$

Os parâmetros geométricos da Equação 17 são definidos conforme a Figura 2.9 e dados por:

- $d_a = 120 \text{ mm} = 4,7244 \text{ in};$
- $t_a = 9,5 \text{ mm} = 0,3740 \text{ in};$
- $g = 93,8 \text{ mm} = 3,6929 \text{ in}.$

Logo, o valor do parâmetro de padronização (K) é igual a $0,1737 \text{ (in. kip)}^{-1}$.

Com todos os parâmetros definidos, utiliza-se a Equação 10 (item 2.3.2.1) para montar o gráfico da curva momento-rotação da ligação.

6.1.1.2 Modelo de Ang e Morris (1984)

O modelo de Ang e Morris (1984) é definido através da Equação 11 (item 2.3.2.2) e também utiliza o sistema inglês de unidades. Portanto, as constantes de ajuste para a ligação com dupla cantoneira são apresentados na Tabela 2.3 e dadas por:

- $\theta_0 = 3,98 \times 10^{-3};$
- $(KM)_0 = 0,63;$
- $n = 4,94.$

O parâmetro de padronização (K) é definido conforme a Equação 18:

$$K = d_a^{-2,2} t_a^{0,08} g^{-0,28} \quad (18)$$

Os parâmetros geométricos são definidos de acordo com a Figura 2.10 e são os mesmos utilizados anteriormente no modelo de Frye e Morris (1975). Assim, o valor do parâmetro de padronização (K) é igual a $0,0211 \text{ (in. kip)}^{-1}$.

6.1.1.3 Modelo de Prabha et al. (2015)

O modelo proposto por Prabha *et al.* (2015) baseia-se no modelo de Frye e Morris (1975) para ligações com dupla cantoneira, mas apresenta como parâmetro geométrico adicional a distância entre a extremidade da viga e a mesa do pilar (a_g).

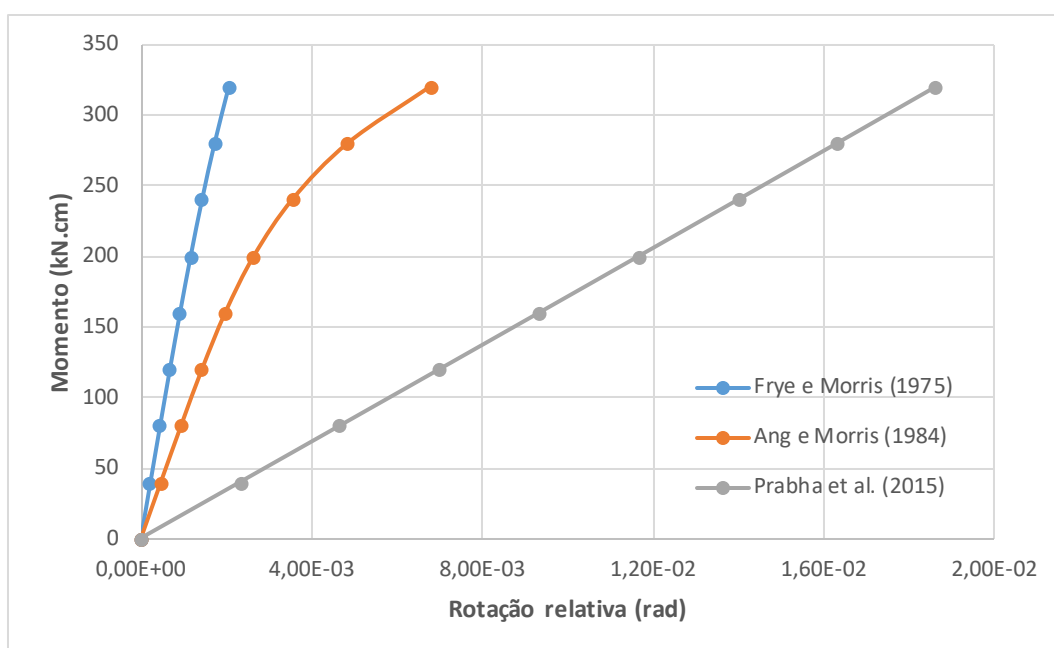
Dessa forma, os autores definiram as constantes de ajuste da curva (C_1 , C_2 e C_3) já expressos na Equação 12 em unidades do Sistema Internacional. Os parâmetros geométricos utilizados para definir o parâmetro de padronização (K), apresentado na Equação 13, devem ser em milímetros e são os mesmos definidos anteriormente, com adição do parâmetro geométrico a_g igual a 10 mm.

Dessa forma, o parâmetro de padronização (K) para a geometria utilizada é igual a $0,0045 \text{ (in. kip)}^{-1}$.

6.1.1.4 Comparação dos modelos analíticos

Utilizando as equações de cada modelo, foram obtidas as curvas momento-rotação (Gráfico 6.1), para comparação entre os modelos.

Gráfico 6.1 – Curva momento-rotação dos modelos analíticos.



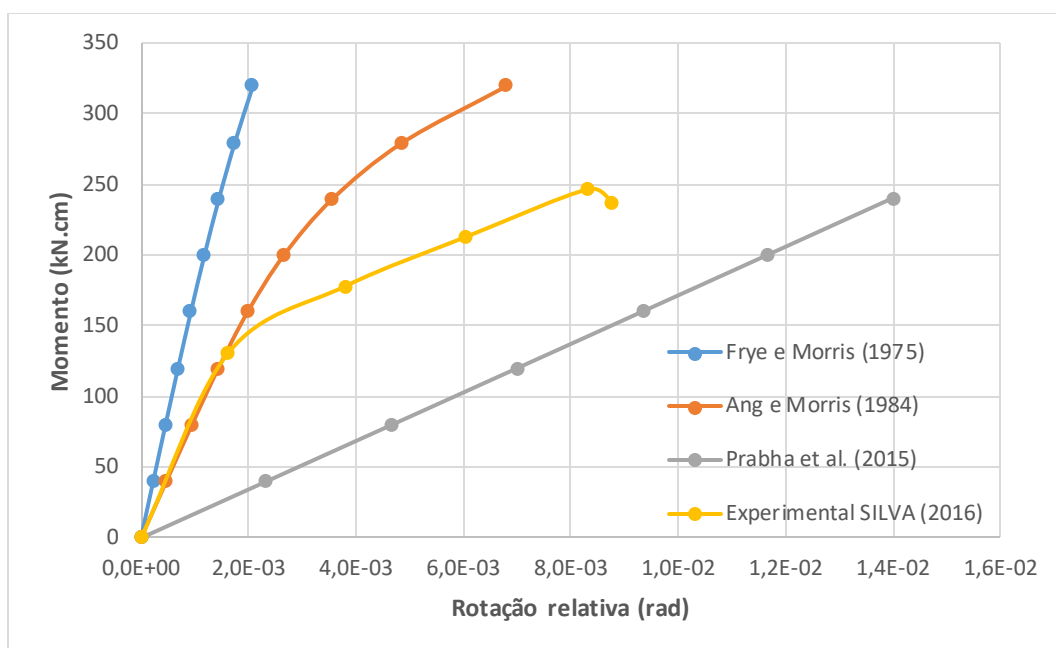
Nota-se que os modelos propostos por Frye e Morris (1975) e Ang e Morris (1984) apresentaram de certa forma um comportamento mais próximo quando comparado com o modelo de Prabha *et al.* (2015), mas não sendo o suficiente para confirmar a afirmação de Chen e Lui (1991) que esses modelos deveriam apresentar resultados similares para uma dada ligação. O modelo de Ang e Morris (1984) foi mais flexível, com rotação relativa de pelo menos o dobro do que apresentado pelo modelo de Frye e Morris (1975), para um mesmo valor de momento fletor. Essa diferença entre os modelos aumentou com o aumento do momento na ligação.

Por outro lado, o modelo proposto por Prabha *et al.* (2015) apresentou o comportamento mais flexível entre os modelos analisados, sendo praticamente linear para a ligação estudada.

A diferença entre os três modelos demonstra um dos problemas dos modelos analíticos por serem válidos apenas para os limites dos dados de origem. Assim, ligações com geometrias e materiais diferentes dos utilizados pelos autores para a calibração da curva podem apresentar resultados insatisfatórios.

A comparação entre as curvas analíticas e a curva experimental obtida por Silva (2016) é apresentada no Gráfico 6.2.

Gráfico 6.2 – Comparação da curva momento-rotação entre os modelos analíticos e o modelo experimental da ligação com dupla cantoneira.



É possível observar que o modelo de Ang e Morris (1984) foi inicialmente mais próximo do resultado experimental de Silva (2016), apresentando divergência acima de 130 kN.cm. Acima desse valor, nota-se uma mudança na inclinação da curva experimental, não apresentando uma resposta linear, mesmo que a análise experimental tenha sido feita no regime elástico da viga. Essa mudança na inclinação deve-se provavelmente a algum escorregamento no contato entre os parafusos da viga e as cantoneiras como poderá ser melhor visualizado nos resultados numéricos.

6.1.2 Modelos numéricos

Para a ligação com dupla cantoneira, três tipos de geometria e apoio foram simulados nos modelos numéricos: viga com balanço de 1 metro, viga com balanço de 1,3985 metro e viga biapoiada (simétrica) com apoio simetria. Entre os modelos simulados, também foi alterada a forma de aplicação da protensão nos parafusos e o modelo constitutivo do material entre linear e bilinear. Por fim, um modelo foi simulado até a ocorrência do colapso da ligação.

6.1.2.1 Aplicação de protensão nos parafusos

Dois estratégias para a aplicação de protensão foram realizadas. No caso da aplicação da protensão através da variação de temperatura, como há uma parcela de deformação da cabeça e porca do parafuso, além dos materiais em contato com o parafuso, o valor calculado por meio da Equação 16 (item 5.5.1) torna-se apenas um ponto de partida, sendo necessário realizar simulações numéricas para atingir o valor da tensão que corresponde à força de protensão indicada pela NBR 8800 (2008).

Um pequeno detalhe que influenciou a aplicação da protensão da ligação com dupla cantoneira foi a presença de parafusos com direções diferentes, ou seja, os parafusos que ligam as cantoneiras ao pilar estão em posição diferente dos parafusos que ligam as cantoneiras à viga. Dessa forma, o coeficiente de dilatação

térmica foi definido como ortotrópico com valores em duas direções, ou seja, o parafuso deforma nas duas direções definidas. O mesmo não ocorreu na ligação com chapa de topo, uma vez que os parafusos possuem a mesma direção, portanto, o coeficiente de dilatação térmica foi definido apenas para a direção axial e o fuste dos parafusos se deforma apenas nessa direção.

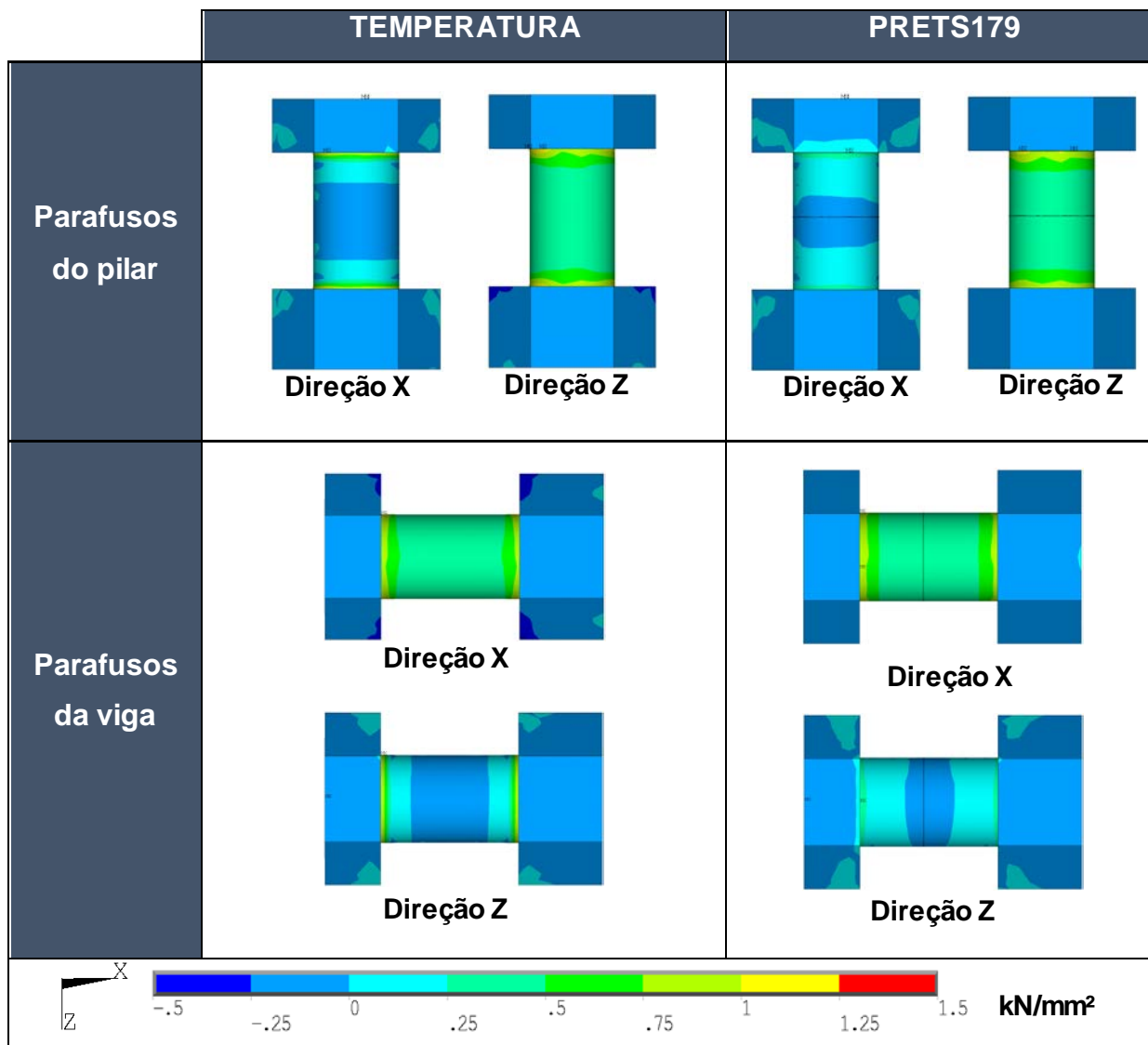
No caso da aplicação da protensão utilizando o elemento de protensão PRETS179 do ANSYS®, a malha dos parafusos é dividida e as duas superfícies formadas são puxadas uma contra a outra até atingir o valor de protensão especificado pelo usuário.

A comparação da distribuição de tensões normais nos parafusos das ligações com dupla cantoneira (LCPP) em função da forma de aplicação da protensão é apresentada na Figura 6.1. Nota-se que os parafusos do pilar possuem o eixo axial alinhado com a direção “Z”, enquanto que os parafusos da viga possuem o eixo axial alinhado com a direção “X”.

Verifica-se que ambas as formas de aplicação atingiram o valor de 0,429 kN/mm² na direção axial do fuste do parafuso, correspondente aos 85 kN de força de protensão indicado pela norma para parafusos de 5/8”. Na direção transversal ao fuste do parafuso os valores de tensão normal foram praticamente nulos.

A aplicação de protensão através do elemento de protensão do ANSYS® apresentou praticamente os mesmos resultados, com a vantagem de não ser necessária nenhuma calibração prévia, como no caso da aplicação da protensão através da variação de temperatura em que foi necessário calibrar o valor da variação de temperatura aplicada no fuste do parafuso para obter a protensão desejada.

Figura 6.1 – Distribuição de tensões normais nos parafusos conforme a sua direção nas ligações com dupla cantoneira.



6.1.2.2 Deslocamento na extremidade da viga

Para os diferentes modelos, foram obtidos os valores de deslocamento vertical na extremidade livre da viga, ou na extremidade da viga com apoio simetria, em função dos carregamentos aplicados.

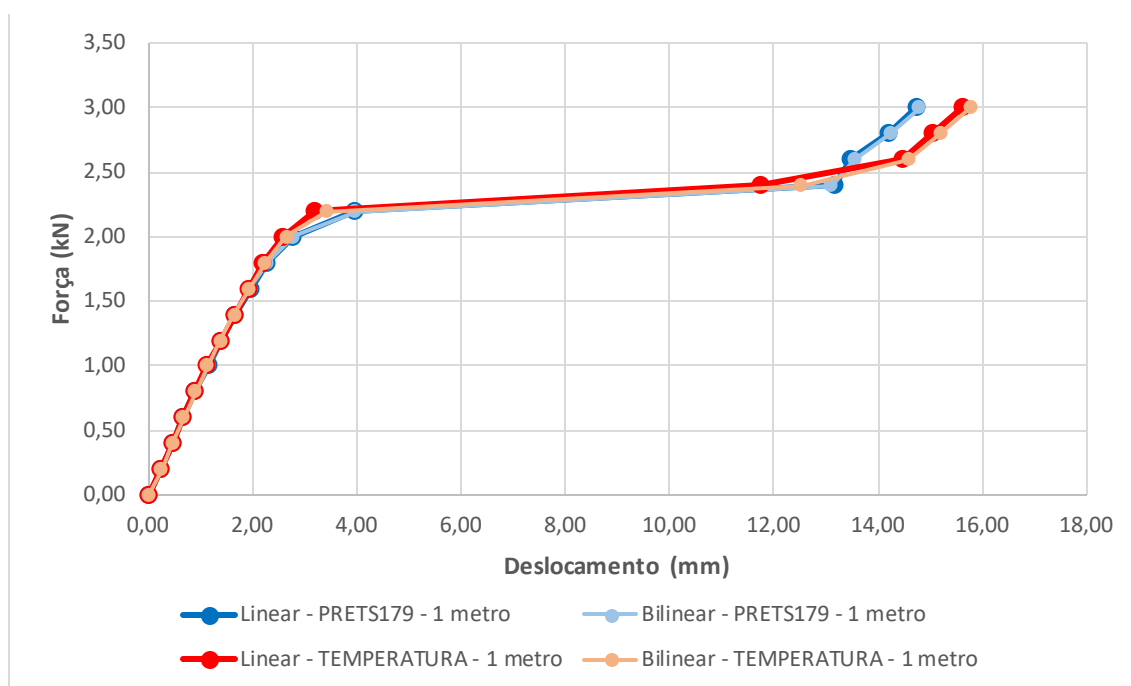
a) Viga com balanço de 1 metro

A influência da forma de protensão e do modelo constitutivo dos materiais nos deslocamentos na extremidade livre da viga com balanço de 1 metro é apresentada no Gráfico 6.3.

Constata-se que o modelo constitutivo dos materiais não influenciou os resultados, portanto, os materiais da ligação permaneceram no regime elástico. Esse resultado era esperado, uma vez que Silva (2016) aplicou um carregamento máximo equivalente até cerca de 55% do regime elástico da viga.

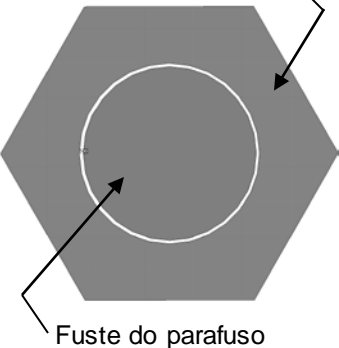
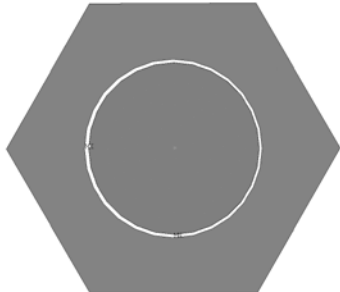
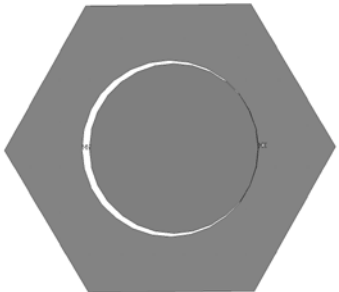
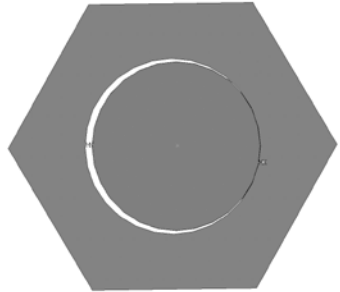
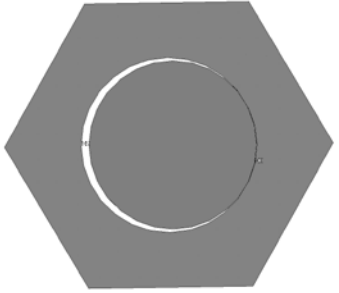
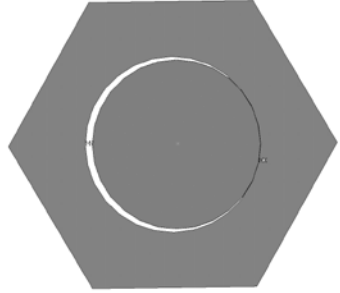
A forma de protensão nos parafusos resultou em respostas muito próximas, geralmente com diferenças de deslocamento menores que 5%, mas chegando a apresentar 19,5% de diferença entre os modelos lineares correspondente ao carregamento de 2,40 kN. No intervalo de carregamento de 2,20 kN e 2,40 kN, foi verificado um aumento no tempo de processamento do modelo com protensão utilizando variação de temperatura, exibindo dificuldades de convergência e precisando de 37 subetapas de carregamento, contra 7 subetapas utilizadas pelo modelo com protensão feita com o elemento PRETS179.

Gráfico 6.3 – Deslocamento vertical na extremidade livre da viga em balanço de 1 metro da ligação com dupla cantoneira.



Embora a viga tenha permanecido no regime elástico, o resultado apresentado no Gráfico 6.3 não foi linear e mostrou um acréscimo significativo de deslocamento entre o carregamento de 2,20 kN e 2,40 kN. A explicação para esse acréscimo foi devido ao deslizamento entre as superfícies de contato dos parafusos da viga e as cantoneiras, como mostra a Figura 6.2.

Figura 6.2 – Deslizamento entre as superfícies de contato do parafuso superior que conecta a viga e as cantoneiras da ligação com dupla cantoneira.

CARREGAMENTO	TEMPERATURA	PRETS179
2,20 kN	<p>Superfície de contato da cantoneira com o parafuso</p>  <p>Fuste do parafuso</p>	
2,40 kN		
2,60 kN		

Observa-se que até carregamento de 2,20 kN na extremidade da viga, o parafuso não apresentou deslocamentos significativos e, portanto, o fuste do parafuso permanece centralizado e sem contato com a parede do furo. Aumentando

o carregamento para 2,40 kN, ocorre o deslizamento entre as superfícies de contato e o fuste do parafuso passa a estar em contato com a parede do furo, permanecendo em contato com o acréscimo de carregamento. Esse deslizamento ocorreu independente da forma de aplicação da protensão.

A Figura 6.2 ainda demonstra o potencial dos modelos numéricos em complementar os resultados obtidos experimentalmente, pois esse deslizamento entre as superfícies de contato dificilmente seria possível notar no ensaio em laboratório.

Deslizamento semelhante foi relatado por Gong (2009) e Kong e Kim (2016) para carregamentos iniciais (Figura 3.5), porém em ligações com cantoneira simples de alma e sem protensão nos parafusos.

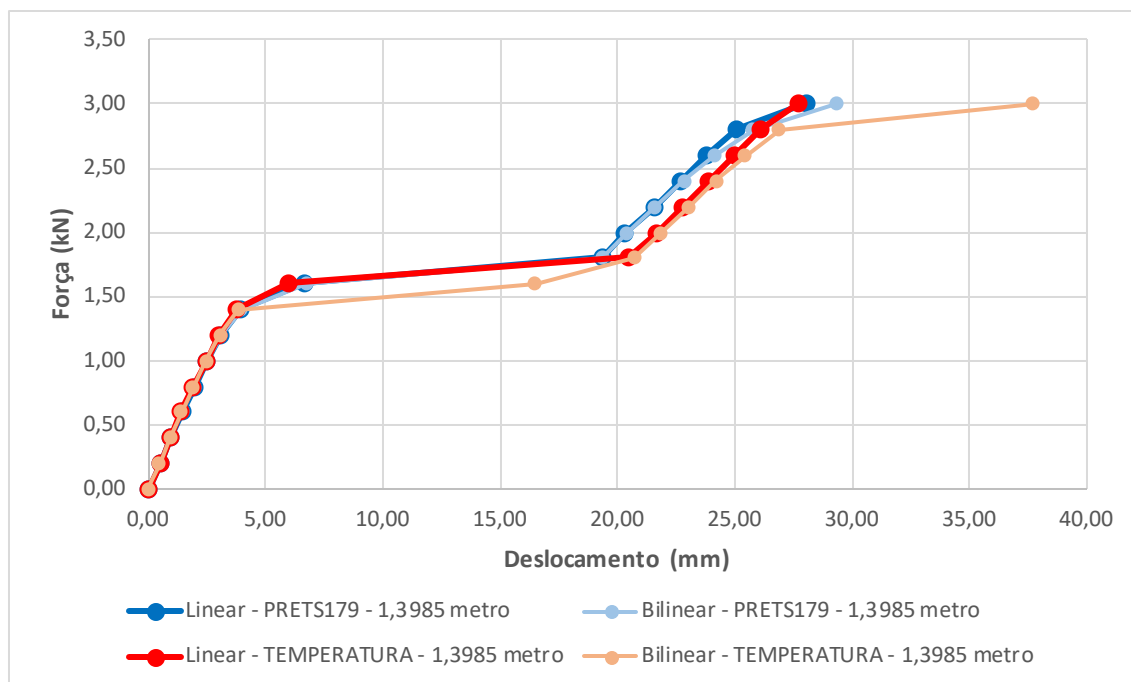
b) Viga com balanço de 1,3985 metro

No caso da viga com balanço de 1,3985 metro, os resultados foram muito similares, porém com algumas diferenças. Os deslocamentos na extremidade livre em função da força são mostrados no Gráfico 6.4.

Os materiais da ligação permaneceram no regime elástico em boa parte do carregamento, começando a apresentar maiores diferenças no deslocamento para os carregamentos mais altos, chegando a 26,5% de diferença para o carregamento de 3,00 kN entre os modelos lineares e bilineares com protensão por variação de temperatura e 4,4% de diferença nos modelos com protensão pelo elemento do programa.

A forma de protensão teve respostas muito similares entre si, porém o modelo bilinear com protensão por variação de temperatura apresentou acréscimo significativo de deslocamento, devido ao deslizamento entre as superfícies dos parafusos que conectam a viga e as cantoneiras, iniciando no carregamento de 1,40 kN, enquanto que os demais modelos apresentaram esse acréscimo iniciando em 1,60 kN. Destaca-se ainda que no modelo bilinear com protensão por variação de temperatura o tempo de processamento foi muito elevado, precisando praticamente de um dia completo para atingir a convergência entre os carregamentos de 1,40 kN e 1,60 kN.

Gráfico 6.4 – Deslocamento vertical na extremidade livre da viga em balanço de 1,3985 metro da ligação com dupla cantoneira.

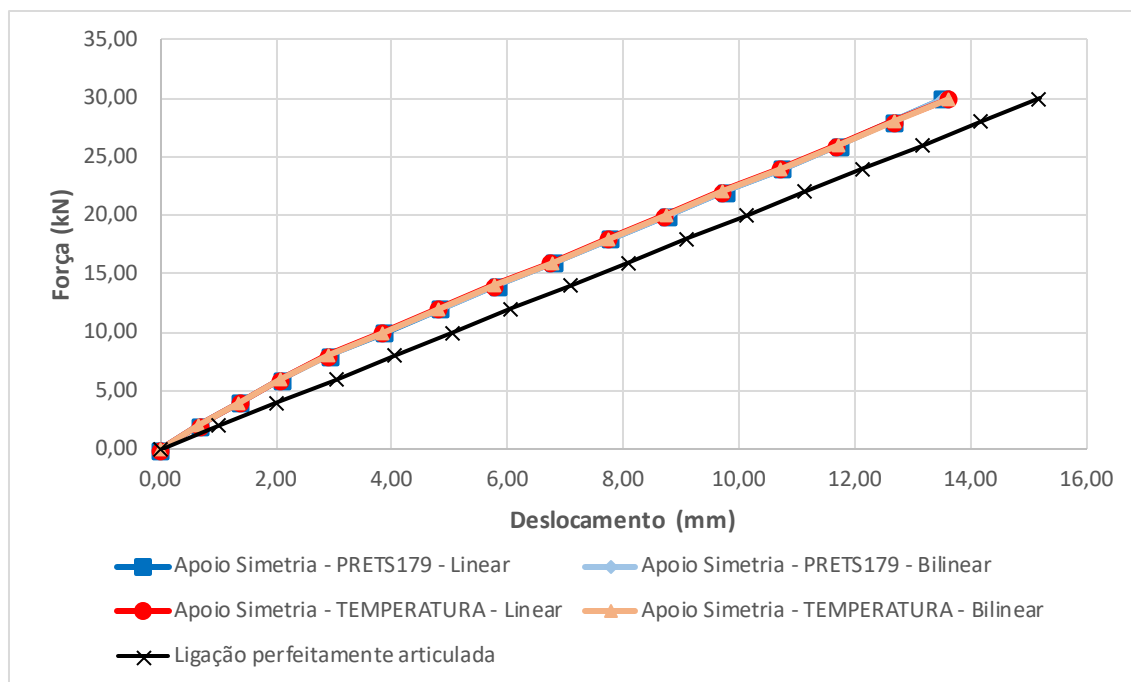


Ao comparar o deslocamento entre as formas de protensão, a maior diferença foi de 11% entre os modelos lineares e 145% entre os modelos bilineares, justamente para os valores correspondentes ao carregamento de 1,60 kN. Outra grande alteração ocorreu no último carregamento dos modelos bilineares, onde o modelo que utilizou protensão por variação de temperatura exibiu um deslocamento de 37,7 mm contra 29,4 mm do modelo com protensão com o elemento PRETS179. Os demais carregamentos apresentaram diferença de deslocamento menor que 7%.

c) Viga com apoio simetria

Nos modelos em que foi simulada a metade de uma viga biapoiada (simétrica), com o apoio simetria, a forma de protensão apresentou resultados de deslocamento na extremidade da viga com o apoio simetria muito próximos, com diferença de deslocamento máximo de cerca de 1,4% (Gráfico 6.5). Vale lembrar que devido à utilização do apoio simetria, os valores de força simulados e mostrados no Gráfico 6.5 correspondem à metade dos valores aplicados caso fosse simulada a viga inteira, como no ensaio em laboratório.

Gráfico 6.5 – Deslocamento vertical na extremidade da viga com apoio simetria da ligação com dupla cantoneira.



Caso os apoios fossem considerados como perfeitamente articulados, o deslocamento na extremidade da viga para o máximo carregamento seria de 15,18 mm. Portanto, a consideração da rigidez da ligação diminui esse deslocamento em cerca de 11%.

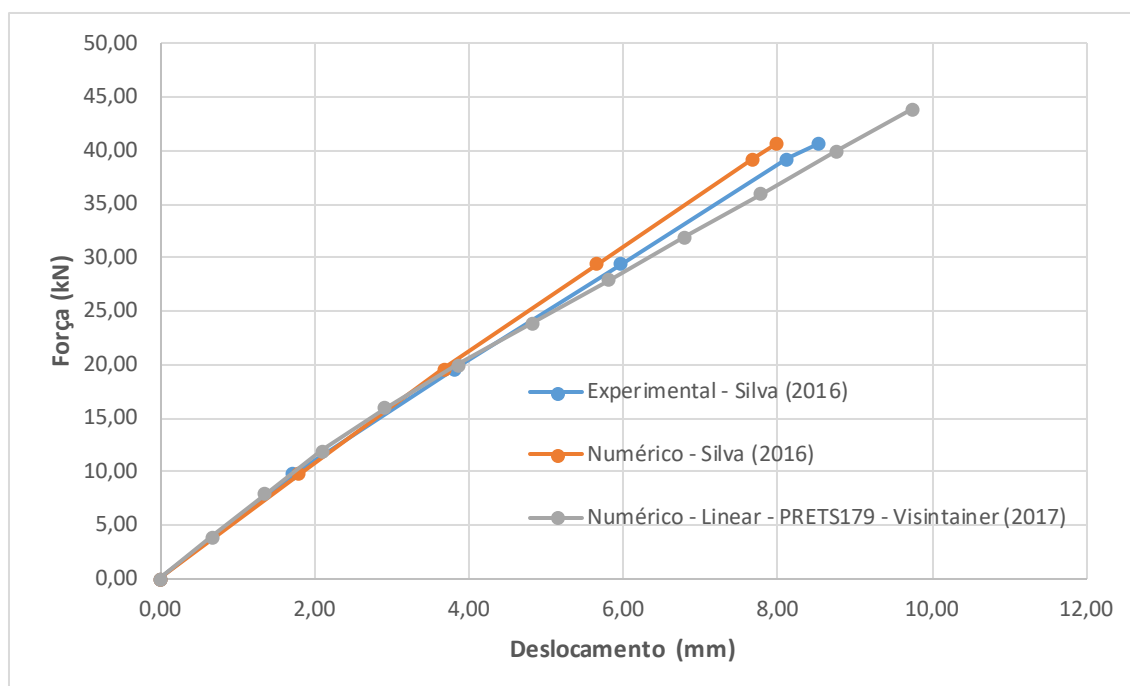
Além disso, o diagrama bilinear para representação dos materiais mostrou-se outra vez dispensável, pois a viga continuou trabalhando no regime elástico e os resultados de deslocamento foram praticamente idênticos entre os modelos lineares e o bilineares.

d) Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Como o modelo com apoio simetria simula a metodologia utilizada no ensaio realizado por Silva (2016), é possível comparar os resultados numéricos obtidos com os resultados numéricos e experimentais de Silva (2016). Devido ao apoio simetria, as forças utilizadas na modelagem numérica equivalem à metade da força aplicada experimentalmente. Dessa forma, os valores de força foram dobrados para permitir a

comparação com os valores experimentais e numéricos de Silva (2016), como mostra o Gráfico 6.6.

Gráfico 6.6 – Comparação do deslocamento vertical na extremidade da viga entre os resultados numéricos e experimentais da ligação com dupla cantoneira.



Percebe-se que os deslocamentos foram muito próximos entre os três modelos com comportamento praticamente linear, começando a apresentar pequena divergência após cerca de 20 kN. Apesar de pequena, essa divergência foi bem superior na curva momento-rotação, como será visto adiante.

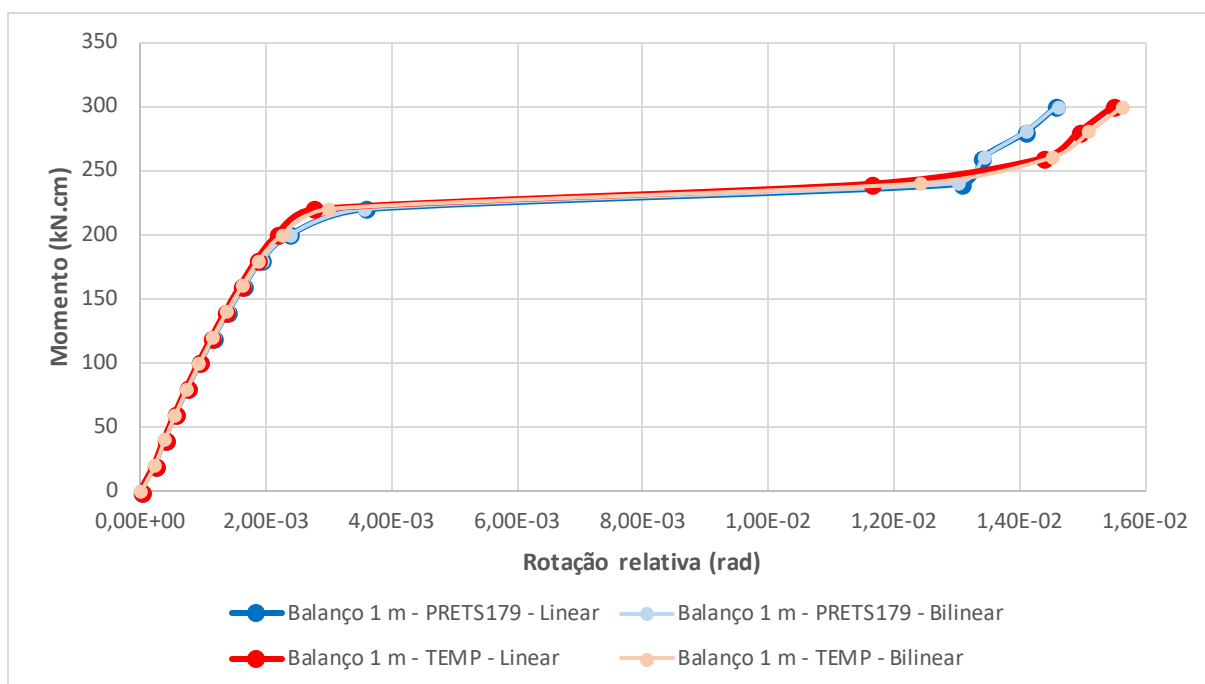
6.1.2.3 Curva momento-rotação

Para os modelos numéricos da ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada também foram analisadas as curvas momento-rotação da ligação para diferentes vigas (condição de contorno) e forma de aplicação da protensão.

a) Viga com balanço de 1 metro

O Gráfico 6.7 apresenta as curvas momento-rotação para o caso dos modelos numéricos com balanço de 1 metro. Como esperado, a viga e a ligação estão trabalhando em regime elástico e, portanto, os modelos lineares e bilineares exibiram resultados praticamente idênticos.

Gráfico 6.7 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira para o modelo com balanço de 1 metro.



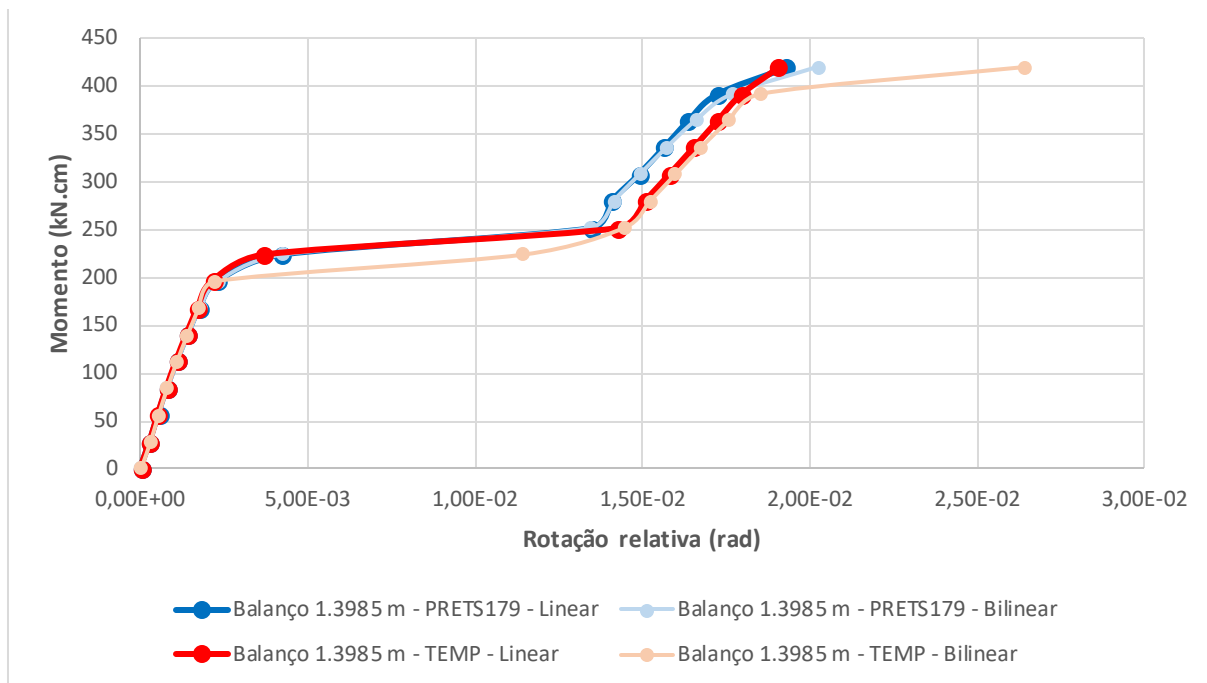
A maior diferença de rotação relativa de acordo com a forma de protensão foi de 22,6% entre os modelos lineares. No caso dos modelos bilineares, essa diferença foi de 15,7% e também corresponde ao momento de 220 kN.cm.

b) Viga com balanço de 1,3985 metro

Resultados semelhantes foram obtidos para a viga com balanço de 1,3985 metro (Gráfico 6.8). Os valores obtidos através dos modelos lineares e bilineares foram praticamente iguais, porém o modelo bilinear com aplicação de protensão por temperatura apresentou divergência principalmente para o valor de 223,8 kN.cm

(equivalente ao carregamento de 1,60 kN) quando comparado com o modelo bilinear e protensão com PRETS179.

Gráfico 6.8 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira para o modelo de viga com balanço de 1,3985 metro.

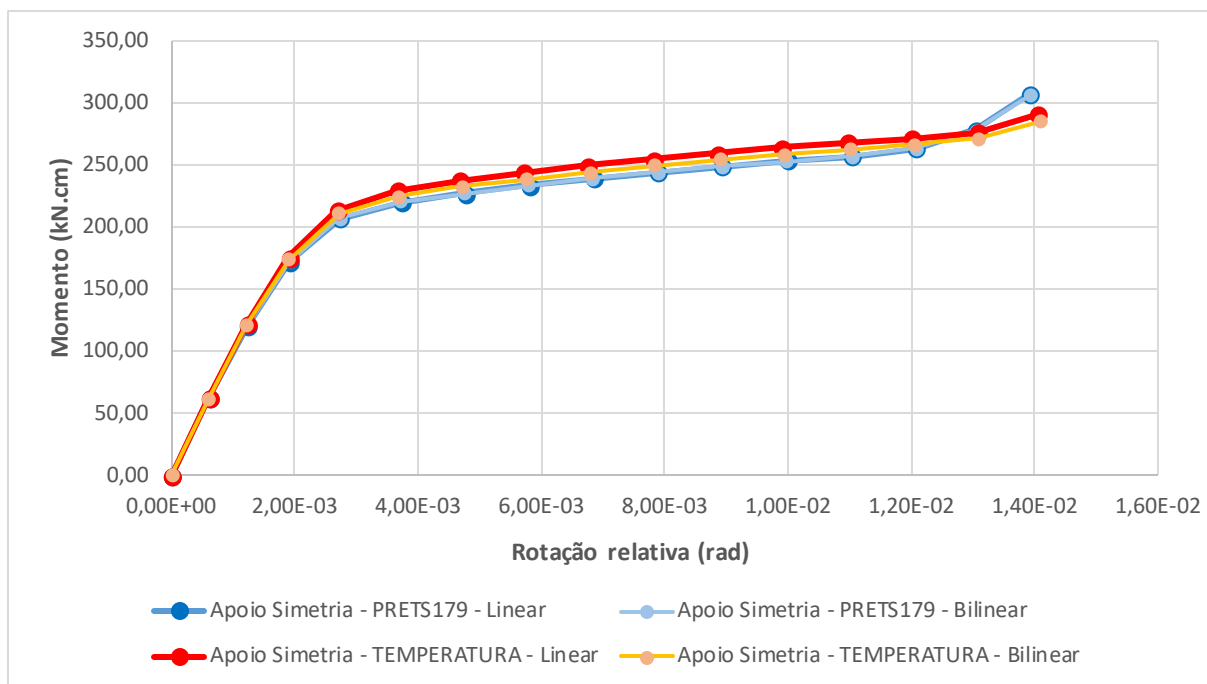


Como ocorreu nos deslocamentos, os modelos bilineares começaram a apresentar perda de rigidez próximo ao último carregamento e com isso houve um acréscimo na rotação relativa quando comparado com os modelos lineares.

c) Viga com apoio simetria

No caso dos modelos com apoio simetria, a restrição ao deslocamento no apoio simetria permitiu uma maior estabilidade numérica e com isso tanto os modelos lineares quanto os modelos bilineares apresentaram comportamento muito semelhante para as diferentes formas de aplicação da protensão (Gráfico 6.9). A maior diferença de rotação relativa entre as formas de aplicação da protensão foi de 2,1% para os modelos lineares e de 1,0% para os modelos bilineares.

Gráfico 6.9 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira o para o modelo com viga com apoio simetria.



d) Comparação entre os modelos

O Gráfico 6.10 mostra a comparação entre as curvas momento-rotação para os dois comprimentos de balanço apenas para os modelos lineares, uma vez que os valores dos modelos bilineares foram muito próximos. Pode-se verificar que independente da dimensão do balanço utilizado, as curvas coincidiram e, portanto, apresentaram o mesmo comportamento.

Comparando as curvas momento-rotação obtidas para os três modelos lineares anteriores, com protensão aplicada através do elemento PRETS179, pode-se verificar a semelhança nos resultados (Gráfico 6.11). Os modelos com apoio simetria e viga com balanço de 1 metro foram simulados até atingir o momento na ligação próximo à 300 kN.cm. Isso não significa que esses modelos não atingiriam a convergência para carregamentos superiores. O modelo com balanço de 1,3985 metro atingiu momentos maiores pois foi simulado com o mesmo carregamento utilizado no modelo com balanço de 1 metro.

Gráfico 6.10 – Comparação entre as curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira com modelo linear e dimensões de balanço diferentes.

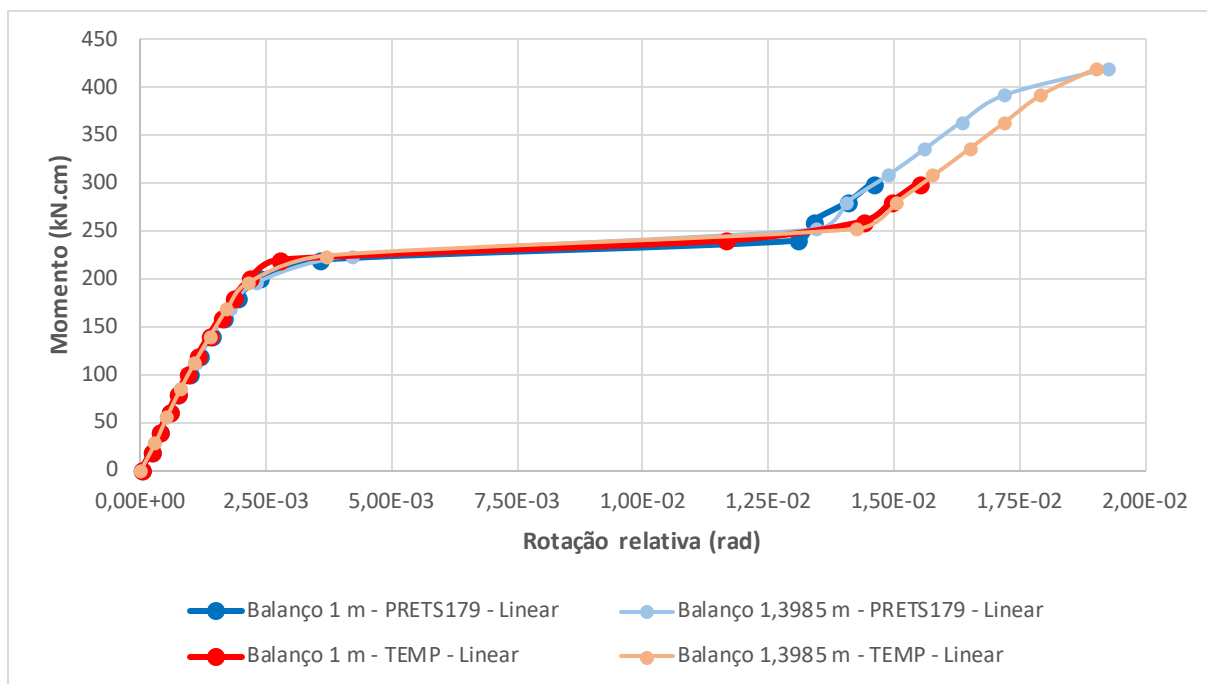
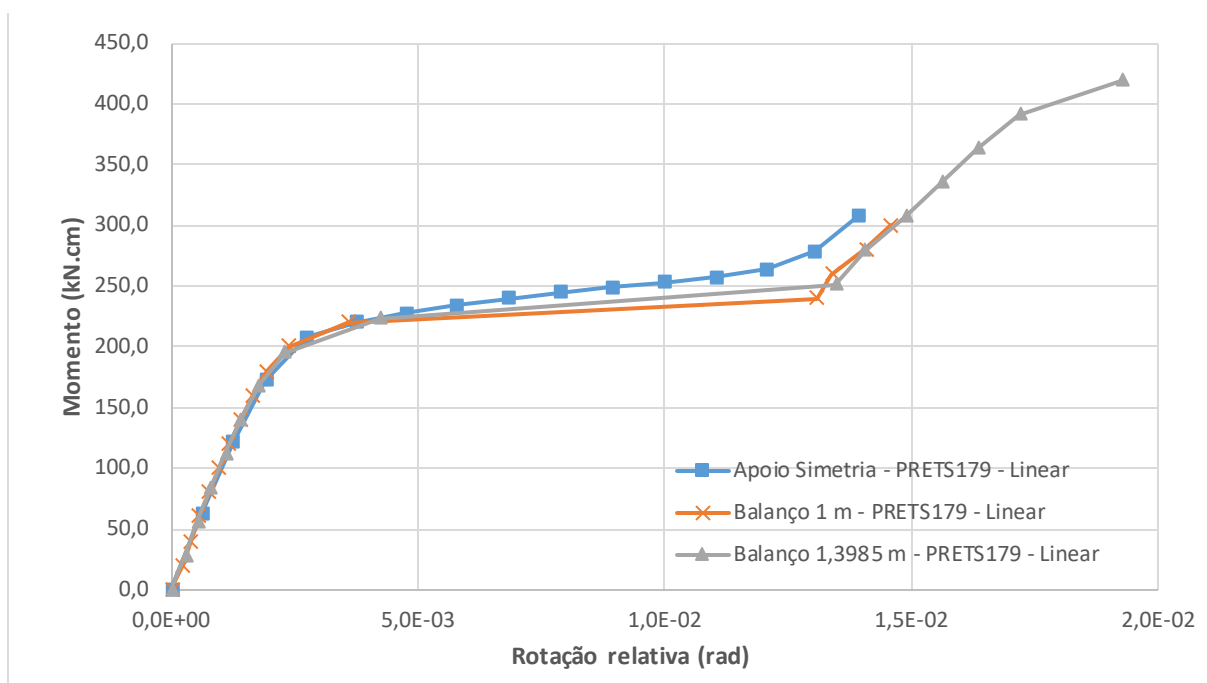


Gráfico 6.11 – Comparação entre as curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira com modelo numérico linear e PRETS179.

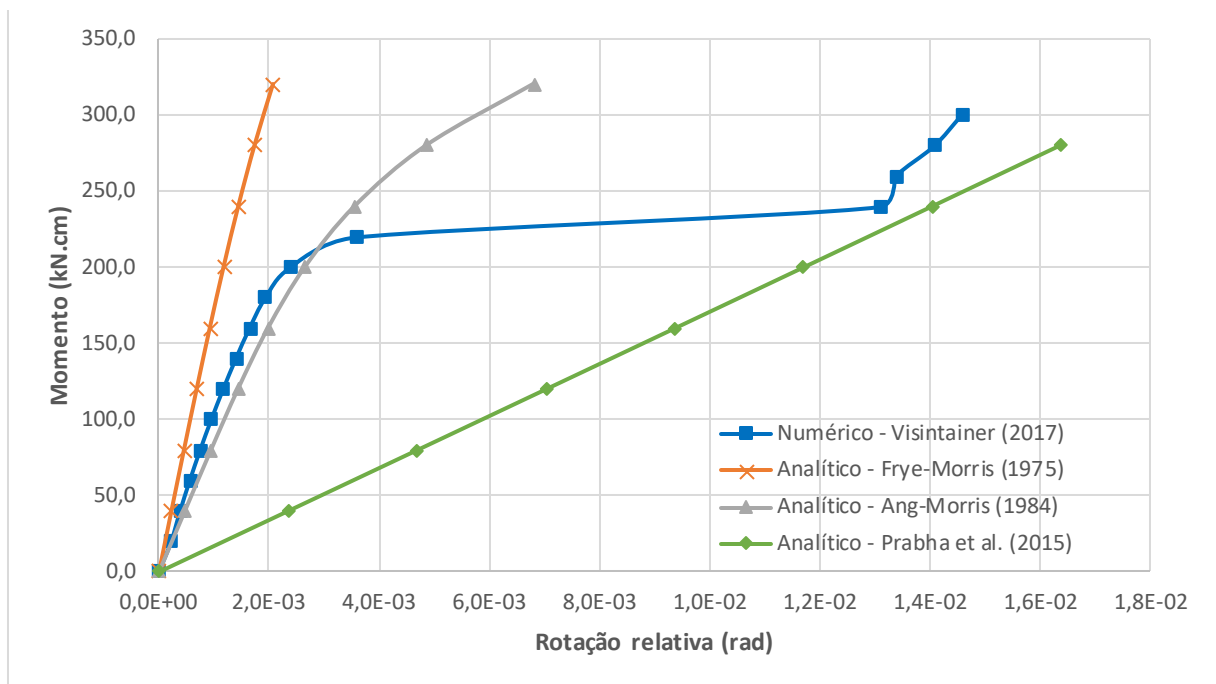


Considerando que todos os modelos numéricos trabalharam em regime elástico, além de apresentar resultados praticamente idênticos, independente da

forma de aplicação da protensão nos parafusos, da vinculação e da dimensão do balanço, a comparação com os resultados dos modelos analíticos e experimentais foi feita utilizando os resultados da viga com balanço de 1 metro, linear e com protensão através do PRETS179.

Dessa maneira, o Gráfico 6.12 mostra a comparação entre os modelos analíticos com o modelo numérico da viga com balanço de 1 metro, linear e com protensão feita com o elemento PRETS179. Consta-se que para carregamentos iniciais o modelo numérico possui comportamento intermediário entre os modelos de Ang e Morris (1984) e Frye e Morris (1975), mais próximo ao modelo de Ang e Morris (1984). O modelo de Prabha *et al.* (2015) foi o mais afastado, mas com proximidade nos carregamentos finais. Além disso, nenhum dos modelos analíticos apresentaram o deslizamento que ocorreu entre 200 e 250 kN.cm no modelo numérico.

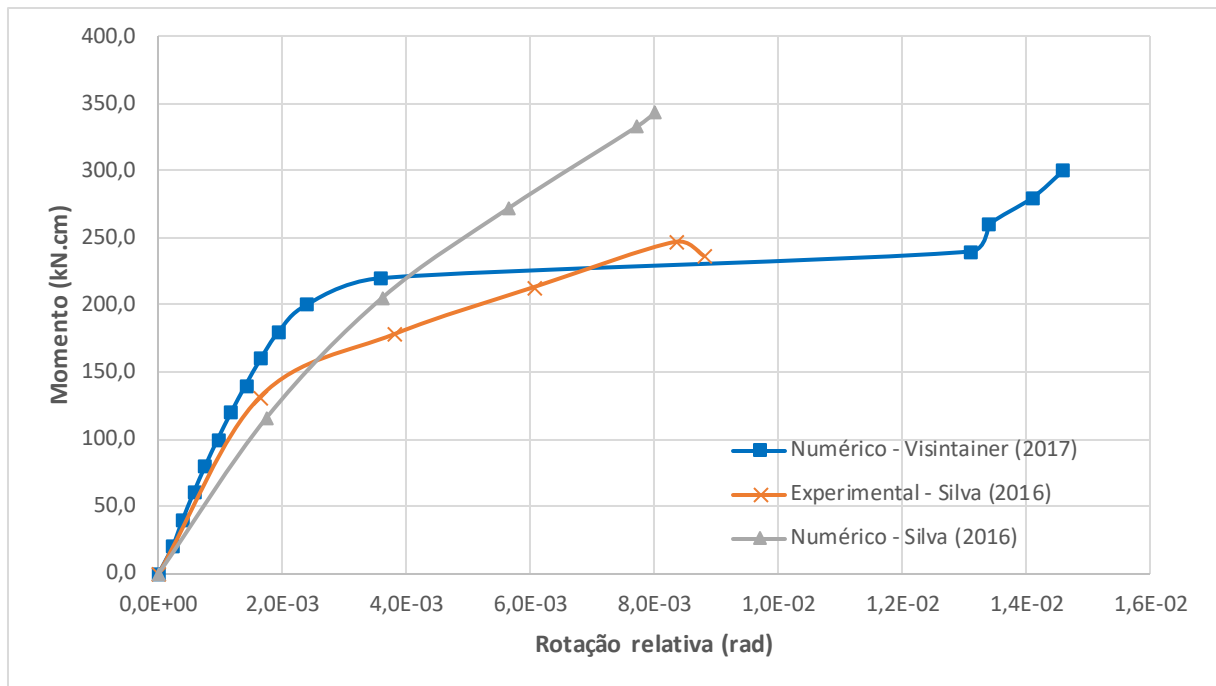
Gráfico 6.12 – Comparação das curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira entre os modelos analíticos e numérico.



Ao comparar o modelo numérico da viga com balanço de 1 metro, linear e elemento PRETS179, com os resultados numérico e experimental obtidos por Silva (2016), apresentados no Gráfico 6.13, nota-se novamente que inicialmente o modelo numérico do presente trabalho apresentou resultados semelhantes para os

carregamentos iniciais, além de apresentar a perda de rigidez devido ao deslizamento, porém com carregamentos mais elevados. Esse deslizamento entre as superfícies de contato não foi constatado no modelo numérico de Silva (2016) que apresentou um comportamento praticamente linear.

Gráfico 6.13 – Comparação das curvas momento-rotação da ligação com dupla cantoneira entre os modelos numéricos e experimental.



e) Classificação da ligação

Através da curva momento-rotação pode-se classificar a ligação quanto a sua rigidez. De acordo com a NBR 8800 (2008), é necessário utilizar a rigidez inicial (S_i) correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação. Como não há resultado experimental com carregamento até o colapso da ligação, essa classificação não foi utilizada.

Classificação semelhante é indicada pelo Eurocode 3 (2005), com valores limites de classificação parecidos e até mesmo indicada pela NBR 8800 (2008), mas utilizando o valor da rigidez rotacional tangente inicial ($S_{j,ini}$). Outra alternativa é utilizar a rigidez rotacional secante e classificar a ligação conforme o AISC (2016).

Dessa forma, utilizando a classificação conforme o Eurocode 3 (2005) e os dados do modelo numérico da viga com balanço de 1 metro, linear e elemento PRETS179, a rigidez rotacional tangente inicial ($S_{j,ini}$), obtida através de regressão linear dos valores até o momento fletor de 180 kN.cm, foi cerca de 987,66 kN.m/rad. Assim, considerando o mesmo vão da viga, de eixo a eixo dos pilares, utilizado por Silva (2016) no ensaio em laboratório, ou seja, 3 metros, a ligação é classificada como rotulada caso atenda a Equação 19.

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot \frac{(2,00 \cdot 10^8) \cdot 9,39 \cdot 10^{-6}}{3,00} = 313,00 \text{ kN.m/rad} \quad (19)$$

A rigidez tangente inicial do modelo numérico é superior ao limite definido pela Equação 19, mas ainda inferior ao limite que define a ligação como rígida, apresentado na Equação 20 para o limite mais baixo do Eurocode 3 (2005) onde o sistema de contenção lateral reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%. Logo, quanto à rigidez, os resultados do modelo numérico classificam a ligação como semirrígida.

$$S_{j,ini} \leq 8 \cdot \frac{(2,00 \cdot 10^8) \cdot 9,39 \cdot 10^{-6}}{3,00} = 5.008,00 \text{ kN.m/rad} \quad (20)$$

Caso fosse utilizado o primeiro valor obtido do resultado experimental de Silva (2016), a rigidez rotacional obtida é de 803,84 kN.m/rad. Portanto, a ligação novamente seria classificada como semirrígida conforme o Eurocode 3 (2005).

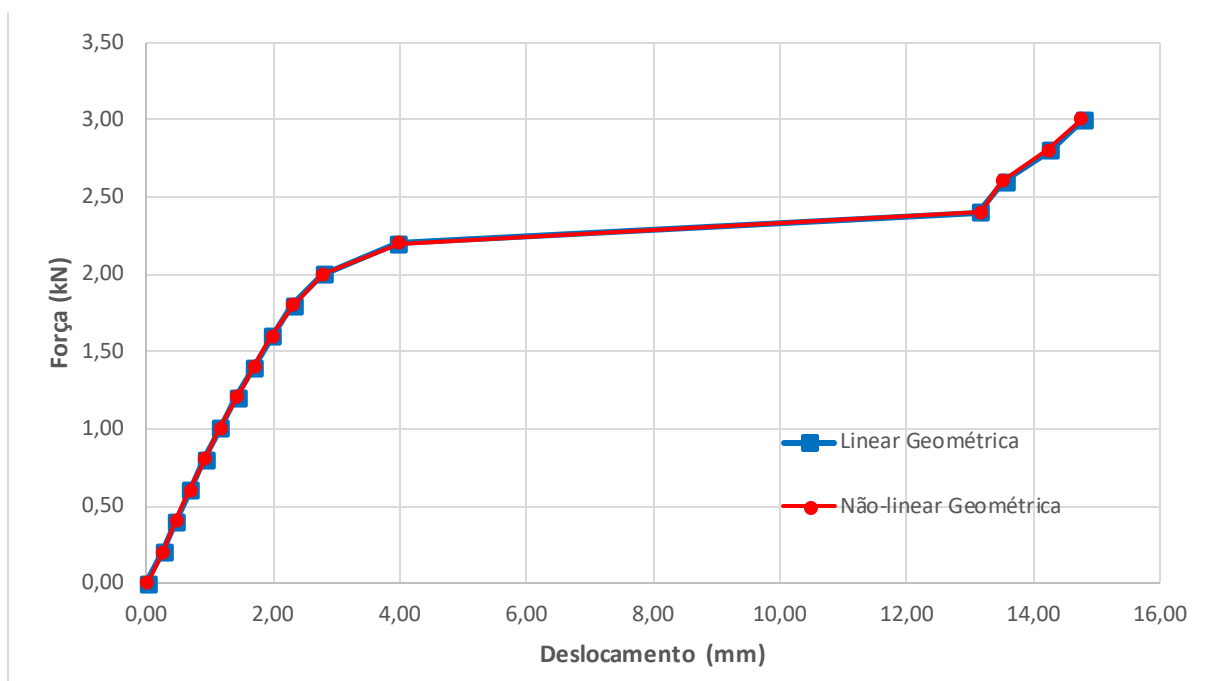
6.1.2.4 Não-linearidade geométrica

Com o propósito de avaliar a influência da consideração ou não da não-linearidade geométrica, um modelo numérico de viga com balanço de 1 metro, modelo constitutivo dos materiais como linear e protensão através do elemento de protensão foi simulado empregando-se as opções “*small displacement static*” e

“*large displacement static*” do ANSYS® para a realização de análise linear geométrica e não linear geométrica, respectivamente.

A comparação do deslocamento na extremidade da viga com as duas análises de deslocamento é apresentada no Gráfico 6.14. Nota-se que ambos modelos possuem o mesmo comportamento, apresentando uma diferença menor que 0,4%.

Gráfico 6.14 – Comparação de deslocamento para a ligação com dupla cantoneira: análises linear geométrica e não-linear geométrica.



A resposta da curva momento-rotação também foi praticamente idêntica entre os dois tipos de análise. Além disso, o modelo processado com análise linear geométrica apresentou uma pequena redução no tempo de processamento como será visto posteriormente.

6.1.2.5 Colapso da ligação

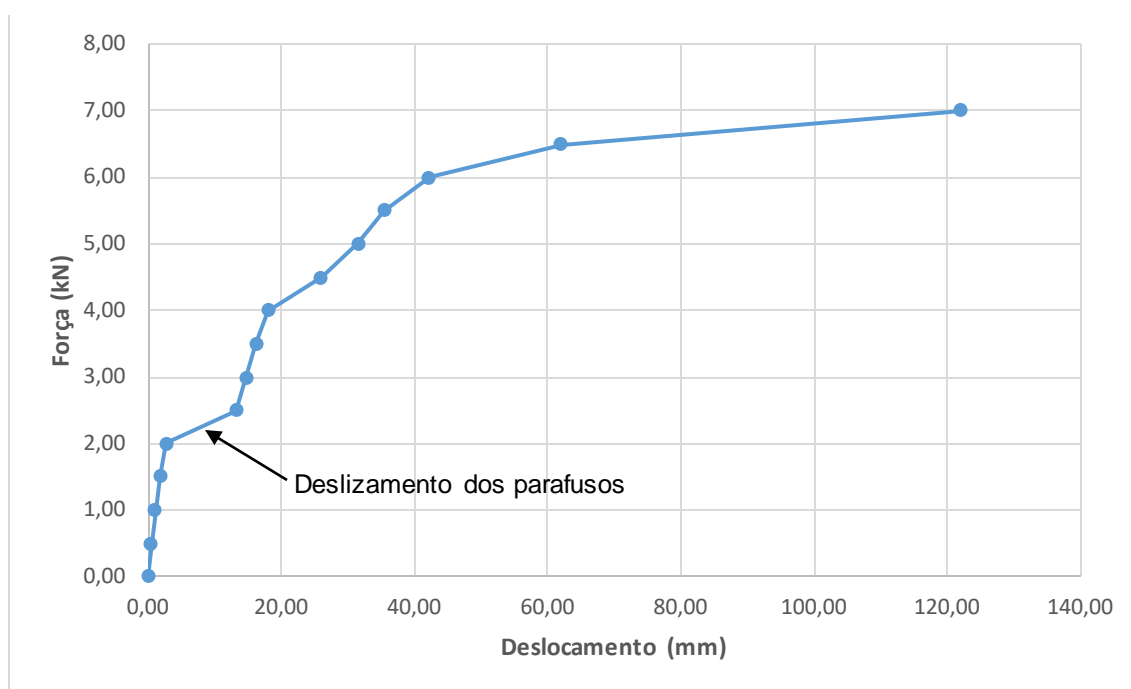
Como o modelo experimental de Silva (2016) limitou-se ao regime elástico, procurou-se ainda no presente trabalho simular um modelo onde a ligação foi

submetida a carregamentos elevados, atingindo o colapso da ligação, ou seja, o modelo não apresentasse convergência.

O modelo numérico consistiu de uma viga com balanço de 1 metro, parafusos protendidos utilizando o elemento de protensão do ANSYS®, diagrama multilinear de tensão-deformação e acréscimos de 0,50 kN em cada etapa de carregamento.

O Gráfico 6.15 apresenta o deslocamento vertical que ocorreu na extremidade livre da viga. Verifica-se que próximo do carregamento de 2,00 kN ocorreu o deslizamento dos parafusos, similar ao que aconteceu nos modelos anteriores. Após 2,50 kN, os fustes dos parafusos entram em contato com as paredes dos furos e a inclinação da curva volta a ser a mesma de antes do deslizamento. Além disso, após 4,00 kN, os materiais da ligação apresentaram escoamento e a inclinação da curva diminuiu até alcançar 7,00 kN.

Gráfico 6.15 – Deslocamento vertical na extremidade livre da viga em balanço de 1 metro da ligação com dupla cantoneira solicitada até o seu colapso.

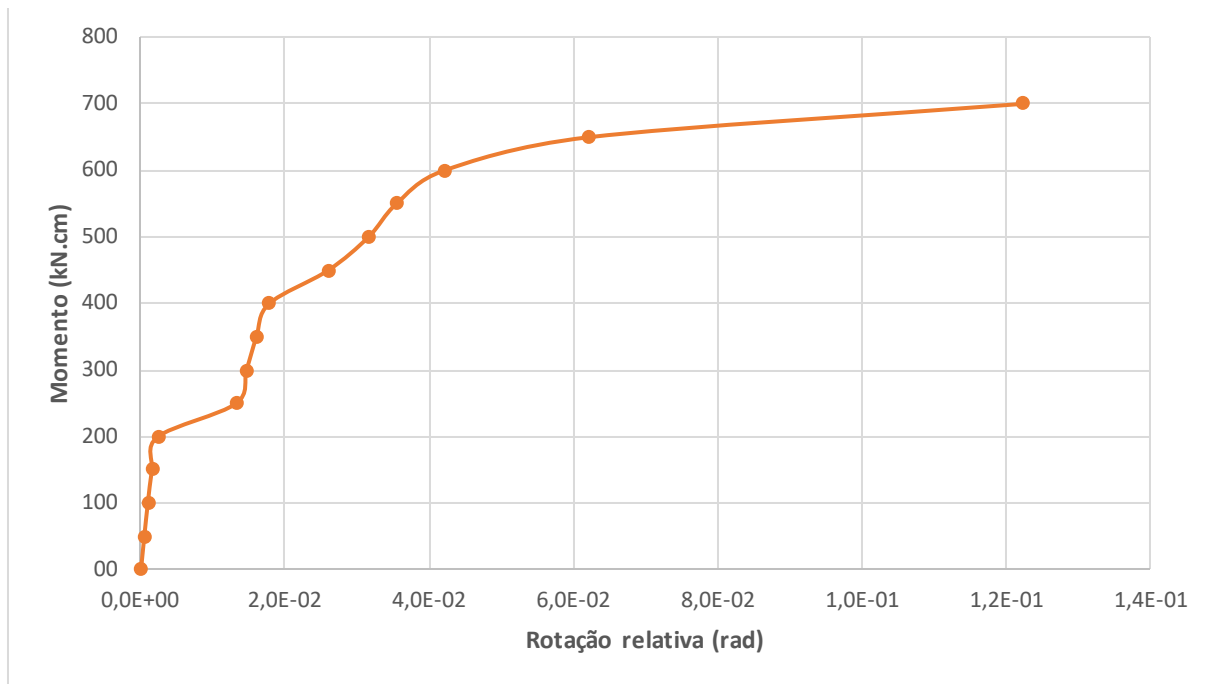


Comportamento semelhante ocorreu na curva momento-rotação, demonstrado no Gráfico 6.16. Nota-se que momento resistente característico da ligação ($M_{j,RK}$) é igual a 700 kN.cm, pois foi o último carregamento em que o modelo apresentou convergência.

Dessa forma, calcula-se o momento resistente de cálculo da ligação ($M_{j,Rd}$):

$$M_{j,Rd} = \frac{M_{j,Rk}}{\gamma_{a2}} = \frac{700}{1,35} = 518,52 \text{ kN.cm} = 5,19 \text{ kN.m} \quad (21)$$

Gráfico 6.16 – Curva momento-rotação da ligação com dupla cantoneira, para o modelo com balanço de 1 metro, solicitada até o seu colapso.



A NBR 8800 (2008) define que a rigidez (S_i) a ser utilizada na análise estrutural elástica é calculada utilizando 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação ($M_{j,Rd}$) e a sua rotação relativa correspondente (θ). Logo, a rigidez rotacional é dada por:

$$S_i = \frac{(2/3) \cdot M_{j,Rd}}{\theta} = \frac{(2/3) \cdot 5,19}{1,59 \cdot 10^{-2}} = 217,41 \text{ kN.m/rad} \quad (22)$$

Pode-se observar que o valor de S_i é bem inferior ao valor da rigidez rotacional tangente inicial obtido anteriormente ($S_{j,ini} = 987,66 \text{ kN.m/rad}$) do modelo numérico para classificar a rotação pelo Eurocode 3 (2005).

No caso da utilização do Eurocode 3 (2005) para realizar uma análise estrutural elástica, a rigidez rotacional S_j pode ser definida igual a rigidez rotacional tangente inicial ($S_{j,ini}$) caso o momento solicitante de cálculo na ligação não ultrapasse $2/3$ do momento resistente de cálculo da mesma. Outra opção simplificada e que independe do momento solicitante, é adotar a rigidez rotacional S_j igual a $S_{j,ini}/\eta$, sendo “ η ” um coeficiente de redução definido conforme o tipo de ligação viga-pilar.

Apesar disso, o Eurocode 3 (2005) não apresenta um valor de “ η ” para as ligações com dupla cantoneira parafusadas, apresentando apenas para as ligações viga-pilar: soldadas, com chapa de topo parafusada e com cantoneiras de assento e topo. O valor correspondente de “ η ” para todas as ligações citadas anteriormente é igual a 2.

6.1.2.6 *Tempo de processamento*

Para a ligação com dupla cantoneira, foram modelados ao todo 14 modelos, sendo 13 deles em regime de grandes deslocamentos, entre eles o modelo que foi solicitado até o seu colapso, e apenas 1 em regime de pequenos deslocamentos.

Além disso, cada modelo foi submetido a 16 etapas de carga, sendo a primeira etapa correspondente à aplicação da protensão nos parafusos e as demais correspondentes à variação dos carregamentos na extremidade da viga.

O elevado número de elementos volumétricos resultou em um elevado tempo necessário para o processamento de cada modelo.

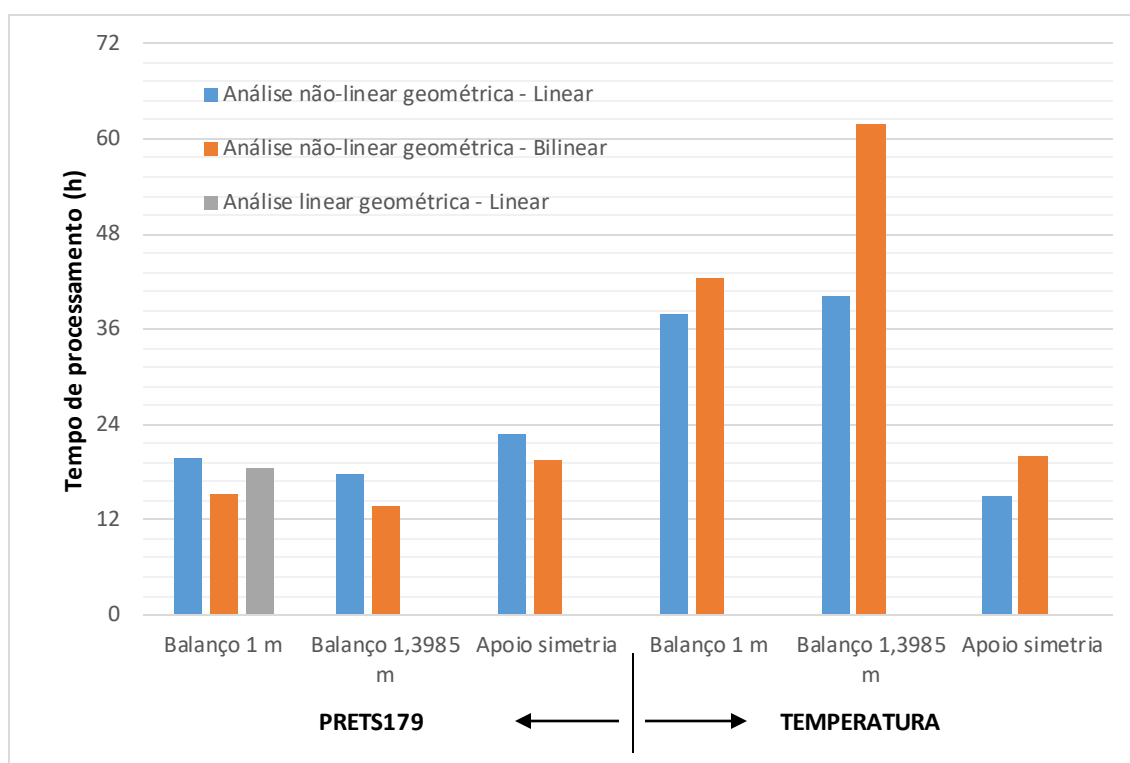
O computador utilizado possuía processador Intel® Core™ i5-2430M, 2,40 GHz, com 6 GB de memória RAM e placa de vídeo AMD Radeon™ HD 6630M com 1 GB de memória dedicada.

Ao contrário do que poderia se esperar, o modelo com balanço de 1,3985 m, diagrama bilinear, elemento de protensão PRETS179 e grandes deslocamentos, teve o processamento mais rápido entre todos os modelos, com 13 horas e 39 minutos. Enquanto que o modelo com as mesmas características, mas com protensão através da variação de temperatura levou 61 horas e 53 minutos

processando, sendo o modelo com mais tempo de processamento, como mostra o Gráfico 6.17. Nos modelos com protensão realizada por variação de temperatura, não foram considerados o tempo gasto para calibração da força de protensão necessária.

Pode-se observar ainda pelo Gráfico 6.17 que os modelos com o elemento de protensão apresentaram queda no tempo de processamento ao passar do modelo linear para o bilinear. Por outro lado, os modelos com protensão através da variação de temperatura demonstraram um aumento no tempo de processamento ao passar de linear para bilinear.

Gráfico 6.17 – Tempo de processamento dos modelos da ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada.



Como citado anteriormente, os modelos com apoio simetria apresentaram maior estabilidade numérica no caso da protensão com variação de temperatura, diminuindo significativamente o tempo de processamento quando comparado com os outros modelos que utilizaram essa forma de protensão.

Destaca-se ainda a diminuição de tempo, aliado aos resultados similares apresentados, ao passar do regime de grandes deslocamentos para o de pequenos deslocamentos no modelo linear com balanço de 1 metro e elemento de protensão.

Em média, os modelos levaram 26 horas e 30 minutos para serem processados, ou seja, cerca de 1 hora e 39 minutos para processar cada uma das 16 etapas de carregamento.

O modelo com dupla cantoneira que foi levado até o colapso não teve o tempo de processamento marcado e, portanto, não está apresentado no Gráfico 6.17.

6.2 LIGAÇÃO COM CHAPA DE TOPO ESTENDIDA

6.2.1 Modelos analíticos

Os modelos analíticos não foram aplicados na ligação com chapa de topo estendida devido as diferenças entre a geometria da ligação no presente trabalho com a geometria adotada para a elaboração dos modelos analíticos.

No modelo de Frye e Morris (1975) a ligação se enquadraria na ligação do tipo 5 da Figura 2.9 por apresentar enrijecedor no pilar. Porém, Frye e Morris (1975) utilizam chapa de topo com extensão na região tracionada e comprimida da ligação, enquanto que a ligação do presente trabalho apresenta extensão da chapa apenas na região tracionada.

No caso do modelo de Ang e Morris (1984), os autores não apresentam uma formulação para obter a curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida.

Uma forma aproximada para utilizar o modelo de Frye e Morris (1975) seria adotar o parâmetro geométrico " d_g " da Figura 2.9 como sendo a distância entre o centro geométrico do parafuso tracionado e o centro da mesa da viga na região comprimida. Essa solução foi adotada por Jayachandran (2009) que também apresentou um modelo modificado de Frye e Morris (1975), semelhante ao modelo

modificado proposto por Prabha *et al.* (2015). Porém, no presente trabalho, foram realizadas análises apenas com modelos numéricos.

6.2.2 Modelos numéricos

Para a ligação com chapa de topo estendida, três tipos de geometria e apoio foram simulados nos modelos numéricos: viga com balanço de 1 metro, viga com balanço de 1,516 metro e viga biapoiada (simétrica) com apoio simetria. Os materiais tiveram quatro modelos constitutivos: linear, bilinear, multilinear nominal e multilinear experimental. Além disso, a protensão novamente foi aplicada através da variação de temperatura no fuste do parafuso e através do elemento de protensão PRETS179.

6.2.2.1 Aplicação de protensão nos parafusos

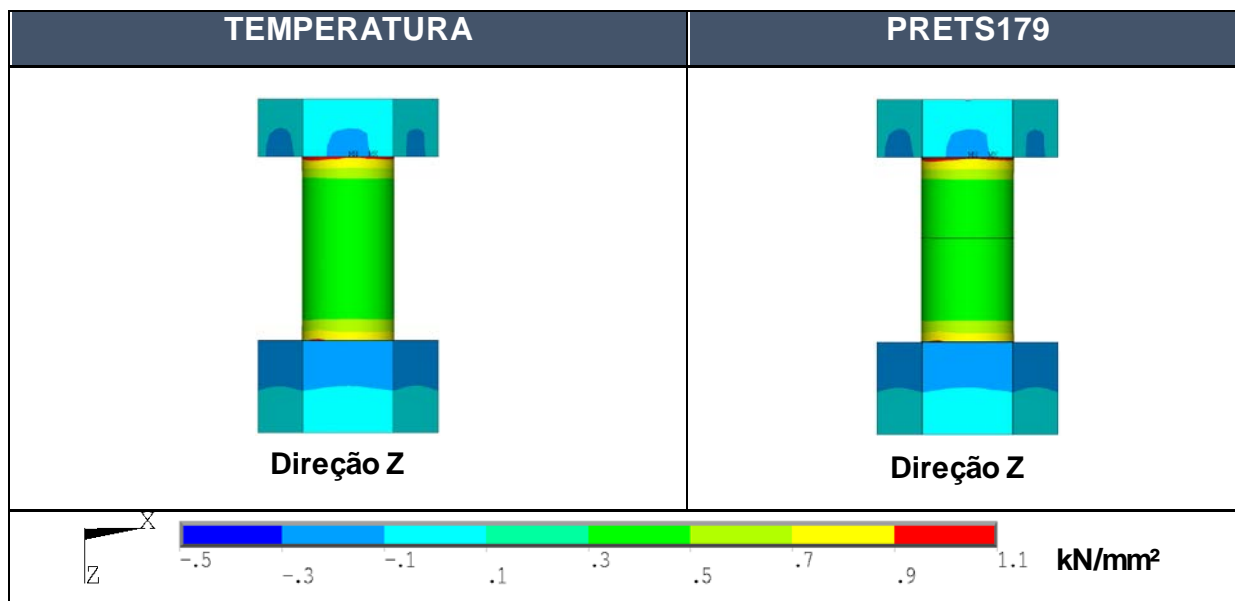
Ao aplicar a protensão nos parafusos através da variação de temperatura, utilizou-se o coeficiente de dilatação térmica como ortotrópico para apenas uma direção. Portanto, o fuste dos parafusos se deforma apenas na sua direção normal. Procedimento similar ao utilizado na ligação com dupla cantoneira.

A distribuição de tensões normais nos parafusos da ligação com chapa de topo estendida (CTEE1) em função da forma de aplicação da protensão é apresentada na Figura 6.3.

Nota-se a semelhança na distribuição de tensões entre as duas formas de aplicação, atingindo o valor $0,453 \text{ kN/mm}^2$, valor correspondente aos 91 kN de força de protensão recomendado pela NBR 8800 (2008) para parafusos de 16 mm.

Do mesmo modo que nas ligações com dupla cantoneira, a aplicação através do elemento de protensão apresentou tempos menores de processamento quando comparado com a aplicação através da variação de temperatura, além de não necessitar calibrar a temperatura necessária para atingir o valor de protensão desejado.

Figura 6.3 – Distribuição de tensões normais nos parafusos nas ligações com chapa de topo estendida.



6.2.2.2 Deslocamento na extremidade da viga

Os valores dos deslocamentos obtidos numericamente para cada viga analisada (condição de contorno) são apresentados abaixo.

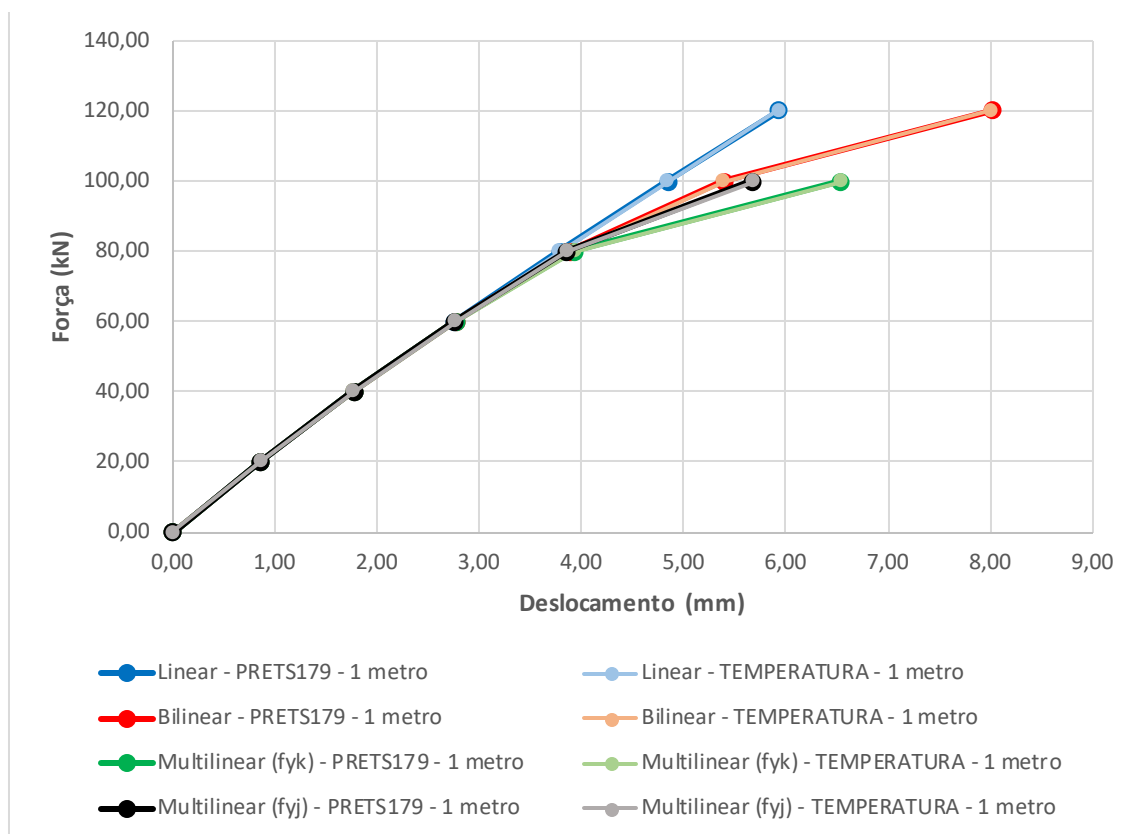
a) Viga com balanço de 1 metro

A influência da forma de protensão nos deslocamentos na extremidade livre da viga em balanço de 1 metro é apresentada no Gráfico 6.18, além de apresentar a influência na variação do modelo constitutivo dos materiais. Os valores do modelo constitutivo multilinear nominal correspondem ao “Multilinear (f_{yk})”, enquanto que o modelo constitutivo multilinear experimental está representado por “Multilinear (f_{yj})”.

Nota-se que o deslocamento na extremidade livre da viga foi idêntico para as duas formas de aplicação da protensão, apresentando uma diferença máxima de 0,35% entre cada modelo, resultado melhor que o apresentado pela ligação com dupla cantoneira.

Além disso, o carregamento superou o regime elástico dos materiais a partir de 80 kN e os deslocamentos passaram a divergir nos modelos constitutivos que consideravam a perda de rigidez dos elementos.

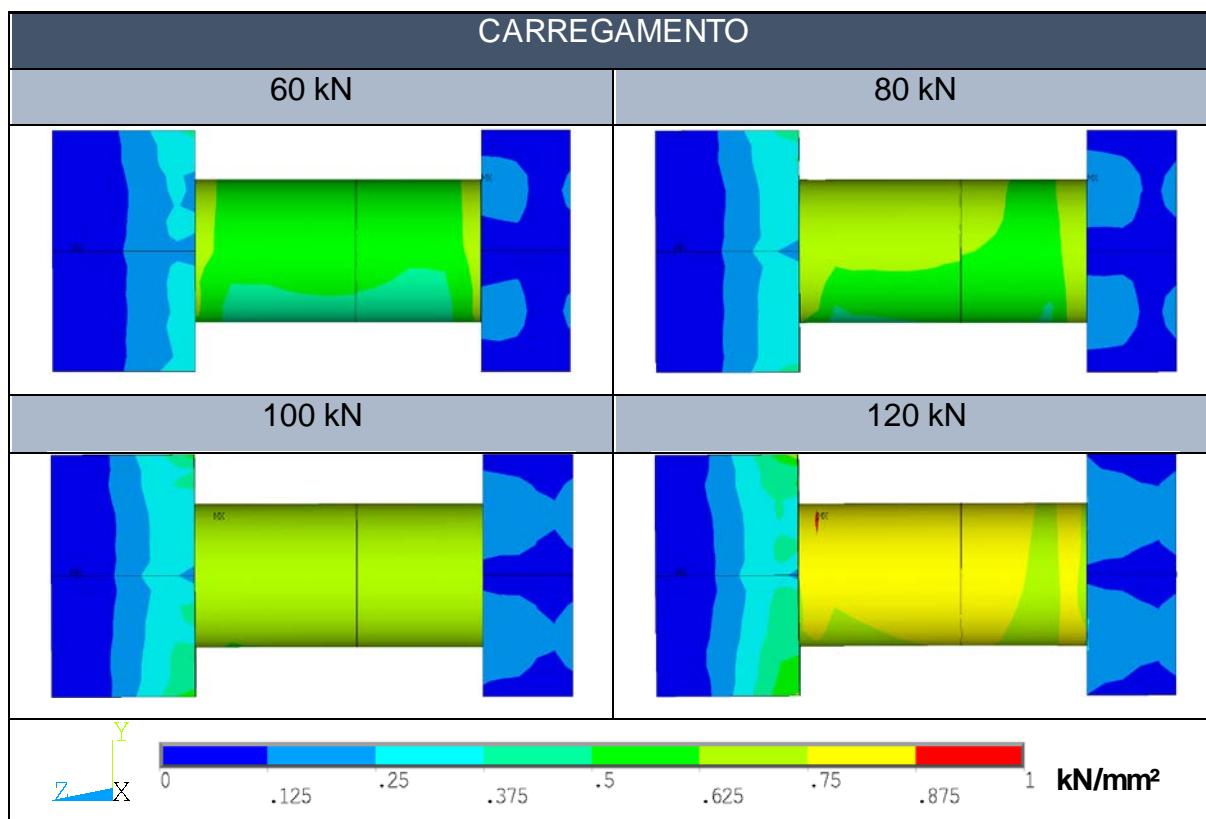
Gráfico 6.18 – Deslocamento na extremidade livre da viga com balanço de 1 metro e ligação com chapa de topo estendida.



A partir dos modelos numéricos foi possível observar que os parafusos foram os elementos da ligação com as maiores tensões solicitantes, seguido da chapa de topo e da viga. Porém, estes dois últimos apresentaram concentração de tensão na região de transição da viga com a chapa de topo.

A distribuição das tensões de von Mises em um parafuso tracionado, localizado abaixo da mesa superior da viga, com modelo constitutivo bilinear é apresentado na Figura 6.4. Observa-se que com carregamento de 80 kN, tensões superiores à resistência ao escoamento nominal de $0,635 \text{ kN/mm}^2$ (635 MPa) já estão presentes em parte considerável do fuste do parafuso, enquanto que para o último carregamento, as tensões já se aproximam da resistência à ruptura nominal do parafuso ($0,825 \text{ kN/mm}^2$).

Figura 6.4 – Distribuição das tensões de von Mises no parafuso tracionado abaixo da mesa superior da viga da ligação com chapa de topo estendida com modelo bilinear.

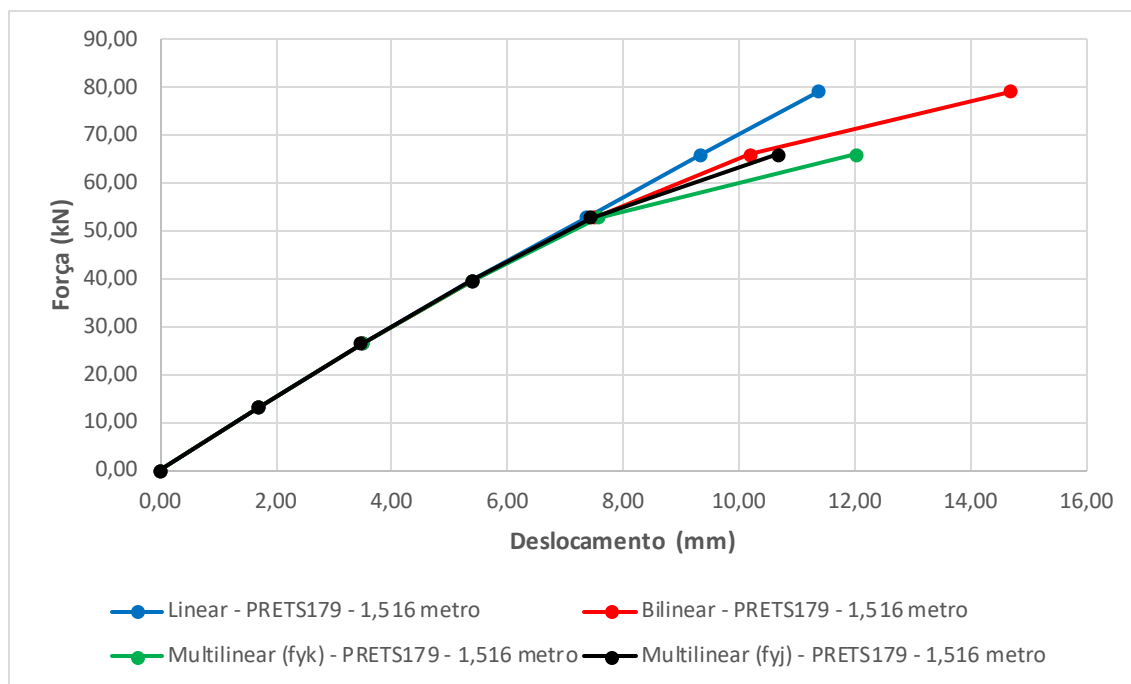


Observa-se ainda pelo Gráfico 6.18 que os modelos constitutivos multilíneares não apresentaram convergência para o último carregamento, sendo que o modelo multilinear experimental o que apresentou deslocamentos menores por possuir maior valor de resistência ao escoamento, comparado com o modelo multilinear nominal. Ambos modelos apresentaram colapso nos parafusos, com tensões de von Mises superando a resistência à ruptura definida em cada modelo constitutivo.

b) Viga com balanço de 1,516 metro

Os modelos com balanço de 1,516 metro foram simulados apenas com o elemento de protensão PRETS179, uma vez que todos os modelos até agora apresentaram resultados idênticos independente da forma de aplicação da protensão. O comportamento dos modelos foi bem similar ao da viga com balanço de 1 metro, como mostra o Gráfico 6.19.

Gráfico 6.19 – Deslocamento na extremidade livre da viga em balanço de 1,516 metro da ligação com chapa de topo estendida.



Devido ao aumento no comprimento da viga, os modelos começaram a apresentar divergência com carregamentos menores do que nos modelos com balanço de 1 metro. Nesse caso, a perda de rigidez aconteceu com carregamento de 52,8 kN e novamente os modelos multilinares não apresentaram convergência, ou seja, apresentaram colapso antes do último carregamento definido como 79,2 kN.

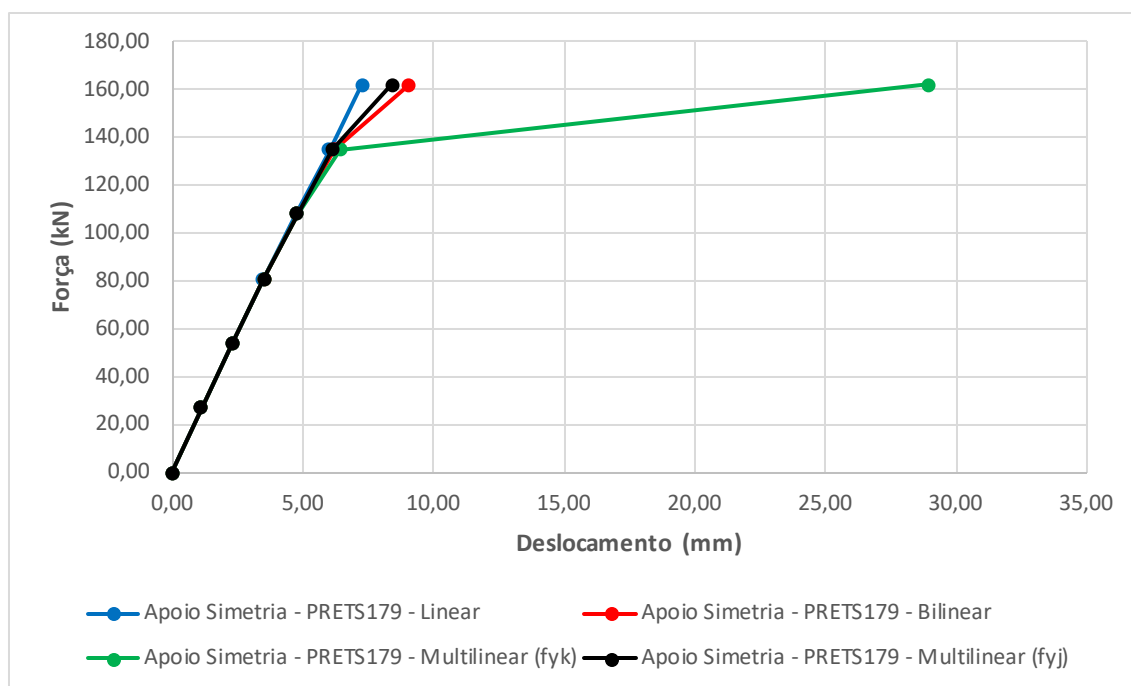
Como o modelo multilinear utilizou as propriedades mecânicas experimentais, seu deslocamento foi menor do que o modelo multilinear com propriedades nominais, uma vez que o escoamento dos materiais, e a consequente perda de rigidez, aconteciam para tensões superiores.

c) Viga com apoio simetria

Nos modelos em que foi simulada a metade de uma viga biapoiada (simétrica), com o apoio simetria, foram utilizadas vigas com 1,50 metro de comprimento da face da chapa de topo até o apoio simetria. Os resultados obtidos pela simulação numérica são apresentados no Gráfico 6.22, onde apenas modelos com o elemento PRETS179 são mostrados.

Observa-se que todos os modelos apresentam comportamento praticamente linear até o carregamento de 135 kN. Posteriormente o modelo multilinear com propriedades nominais demonstra uma elevada perda de rigidez e um aumento significativo de deslocamento, aproximadamente 4 vezes superior ao modelo linear.

Gráfico 6.20 – Deslocamento na extremidade da viga com apoio simetria da ligação com chapa de topo estendida.



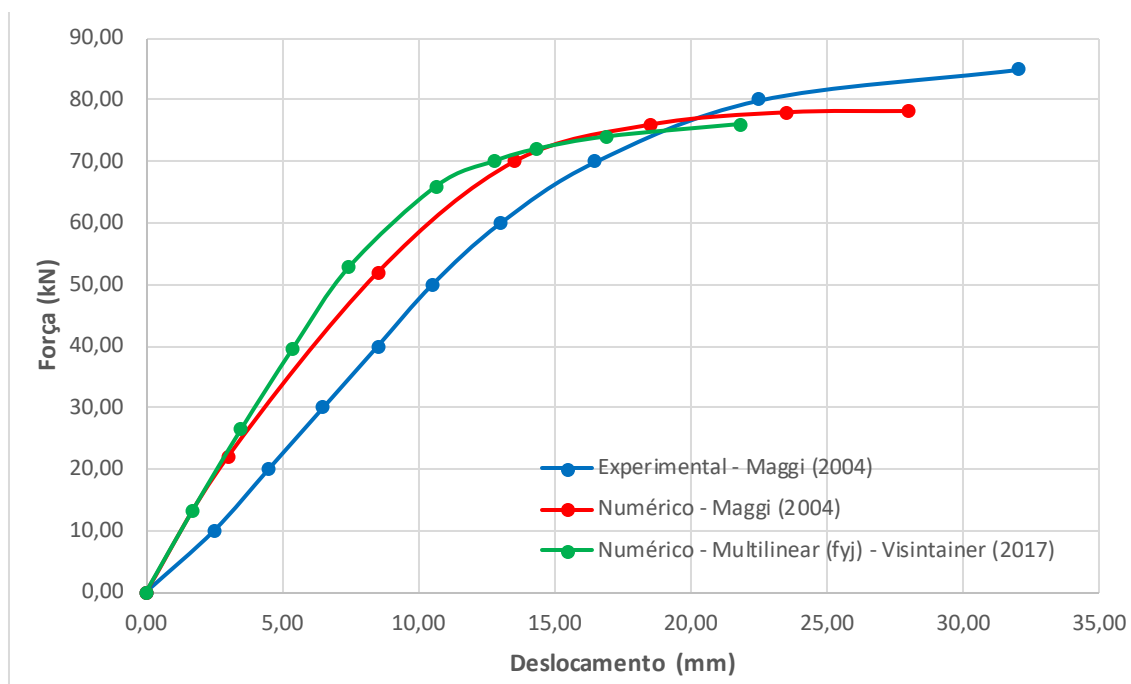
Nesse caso, os carregamentos não foram muito elevados e todos os modelos apresentaram convergência. Além disso, o modelo bilinear apresentou deslocamentos um pouco superiores que o modelo multilinear com propriedades experimentais para os dois últimos carregamentos.

d) Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

O modelo da viga com balanço de 1,516 metro é o que melhor simula a configuração do ensaio em laboratório de Maggi (2004), tornando-se adequado para comparar os deslocamentos obtidos experimentalmente e numericamente, apresentado no Gráfico 6.21, onde apenas o modelo numérico multilinear com a relação tensão-deformação experimental é utilizado como comparação. Como esse

modelo não apresentou convergência para o carregamento de 79,20 kN definido anteriormente, outro modelo foi processado, mas com acréscimos menores de carregamento no trecho final, atingindo convergência até o valor de 76 kN.

Gráfico 6.21 – Curvas força-deslocamento da viga em balanço de 1,516 metro para resultados numéricos e experimentais da ligação com chapa de topo estendida.



Nota-se que os dois modelos numéricos apresentaram comportamento bem similar. Os parafusos apresentaram tensões elevadas e “romperam” para um carregamento menor que os modelos numéricos e experimentais de Maggi (2004). Ambos modelos numéricos foram mais rígidos e “romperam” para um valor de força menor que o modelo experimental.

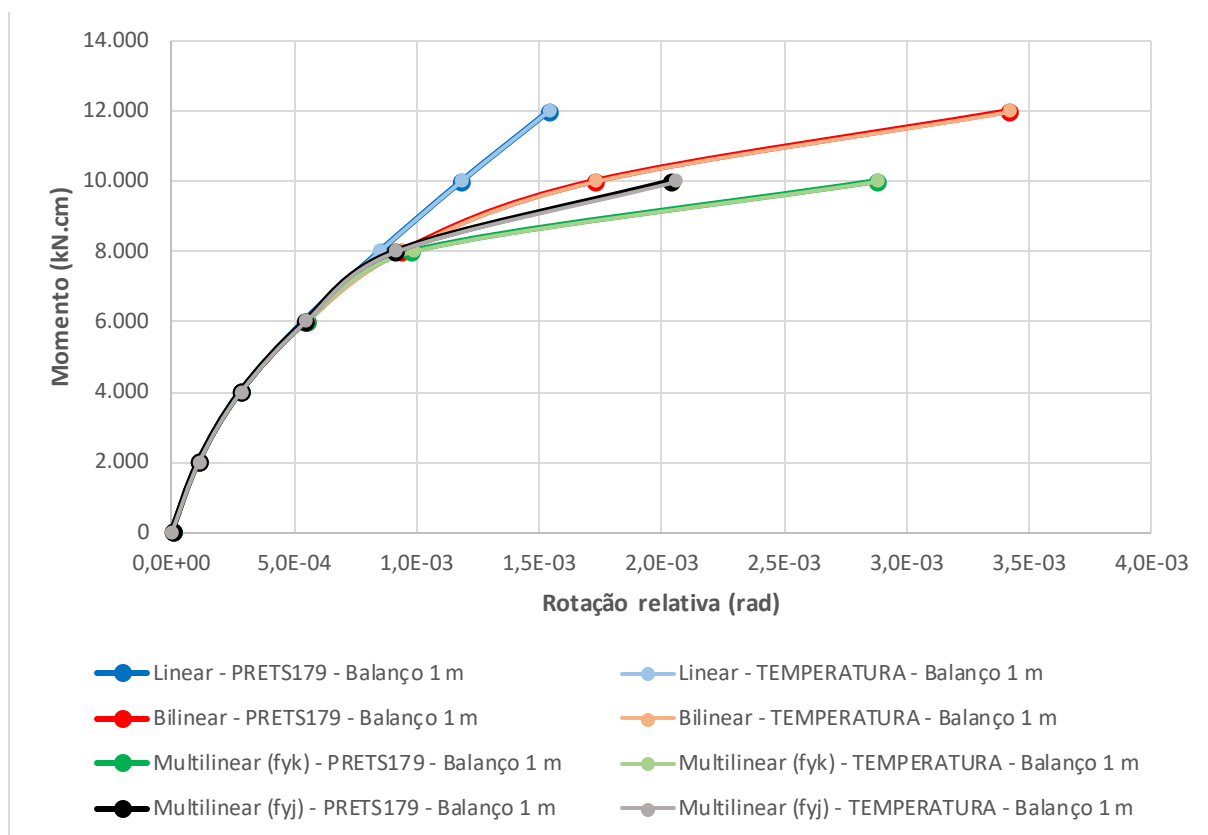
6.2.2.3 Curva momento-rotação

O comportamento da ligação com chapa de topo estendida para cada modelo é apresentado abaixo.

a) Viga com balanço de 1 metro

Apresentam-se no Gráfico 6.22 as curvas momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida, assim como a comparação entre os diagramas constitutivos dos materiais dos modelos numéricos da viga com balanço de 1 metro.

Gráfico 6.22 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida para o modelo da viga com balanço de 1 metro.



O bom resultado na comparação da aplicação da protensão se reflete novamente nas curvas momento-rotação, fazendo com que a ligação possua o mesmo comportamento entre cada modelo constitutivo, independente da forma de aplicação da protensão.

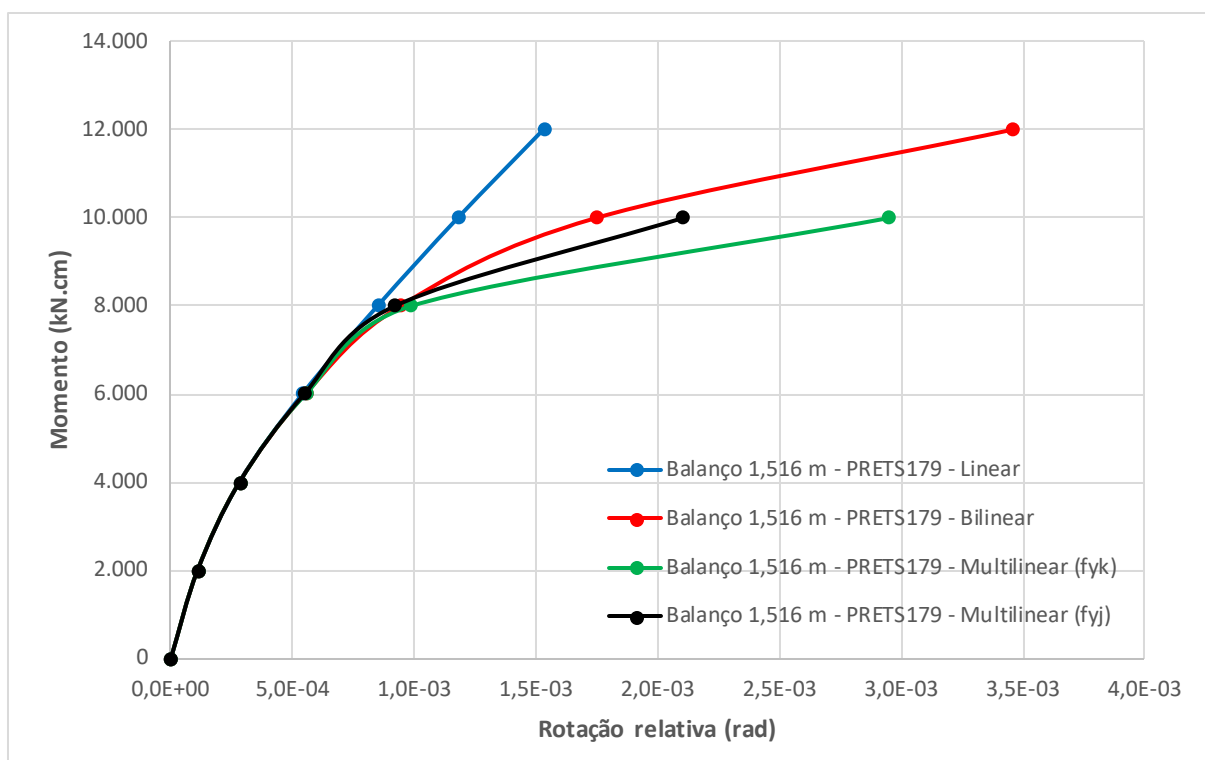
Nota-se ainda pelo Gráfico 6.22 que devido aos elementos de contato, o modelo linear apresentou uma pequena curvatura na relação momento-rotação, ainda que seus materiais possuam comportamento linear.

Como verificado na curva de deslocamento apresentada anteriormente, os modelos passaram a divergir após 8000 kN.cm (correspondente ao carregamento de 80 kN) devido ao escoamento dos materiais.

b) Viga com balanço de 1,516 metro

O comportamento da ligação com chapa de topo para viga com balanço de 1,516 metro é mostrado no Gráfico 6.23. Verifica-se que os comportamentos foram bem similares ao da viga com balanço de 1 metro.

Gráfico 6.23 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida para o modelo com balanço de 1,516 metro.



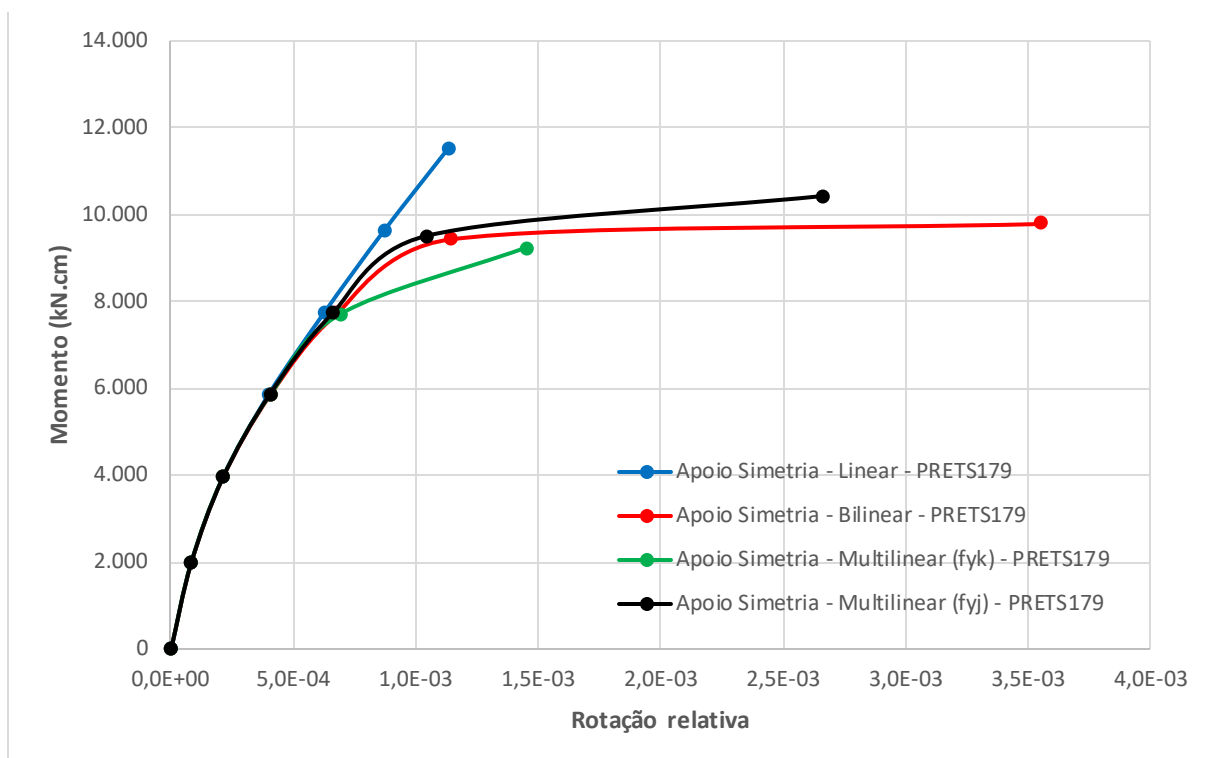
Devido ao aumento no balanço, a divergência nos resultados ocorreu para o carregamento de 52,8 kN, contra o carregamento de 80 kN no modelo com balanço de 1 metro. Porém, esse carregamento corresponde aos mesmos 8000 kN.cm.

c) Viga com apoio simetria

Para a viga com apoio simetria, o programa Ftool é utilizado para obter a curva momento-rotação. A rigidez rotacional da mola nos apoios é calibrada e definida quando o deslocamento obtido no ANSYS® for igual ao do Ftool. No caso da ligação com chapa de topo estendida, como o problema foi solucionado com elementos finitos volumétricos e simplificado por uma barra no programa Ftool, deve-se ter o cuidado de ativar a opção de “deformação por cortante nas barras” no programa Ftool.

Os resultados obtidos são apresentados no Gráfico 6.24.

Gráfico 6.24 – Curva momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida para o modelo com apoio simetria.

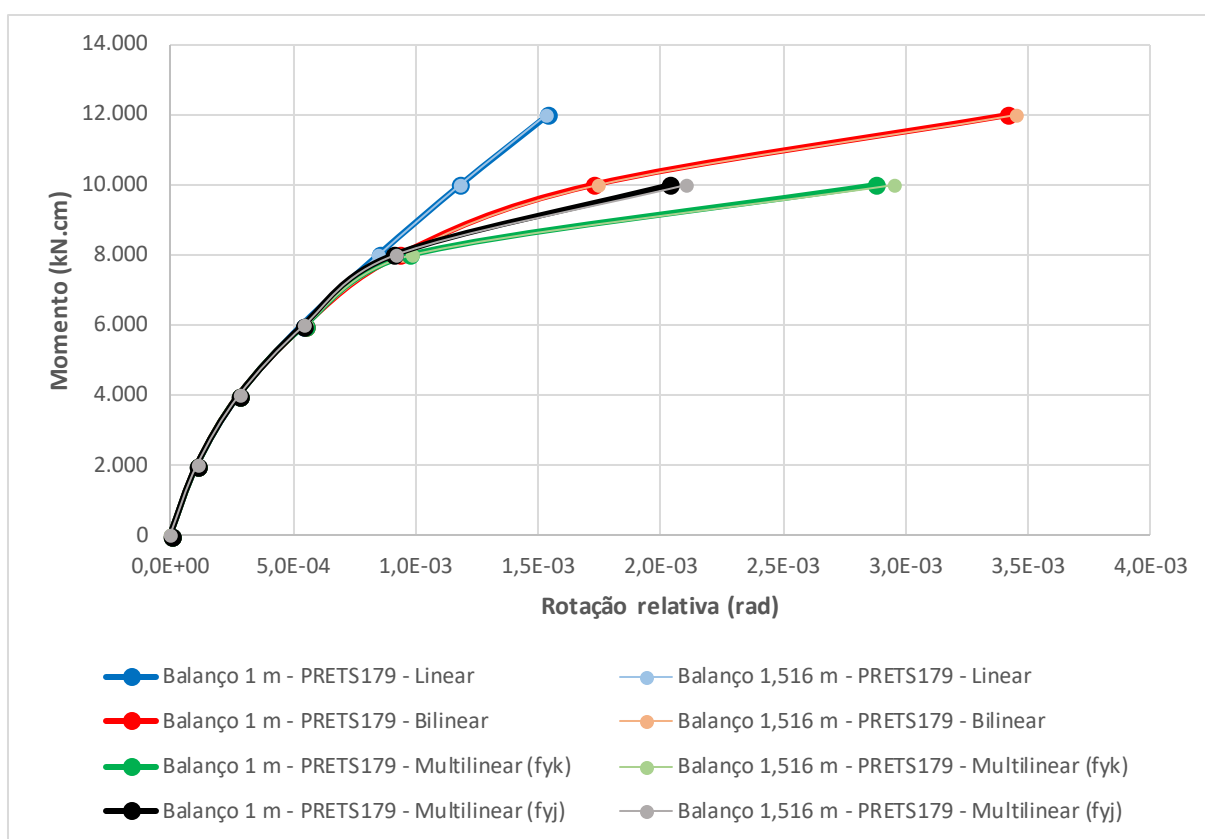


Portanto, a utilização do programa Ftool como ferramenta auxiliar não se torna adequada quando a viga ultrapassa a sua tensão de escoamento e perde rigidez. No caso da ligação com dupla cantoneira estudada anteriormente, onde o carregamento é baixo, a viga permaneceu em regime elástico e a utilização do Ftool torna-se válida.

d) Comparação entre os modelos

A primeira comparação é realizada entre os modelos numéricos onde as vigas possuem comprimento de balanço diferente (Gráfico 6.29). Verifica-se novamente que a dimensão do balanço não teve influência no comportamento da ligação e os resultados foram muito próximos.

Gráfico 6.25 – Comparação entre as curvas momento-rotação da ligação com chapa de topo estendida e dimensões de balanço diferentes.

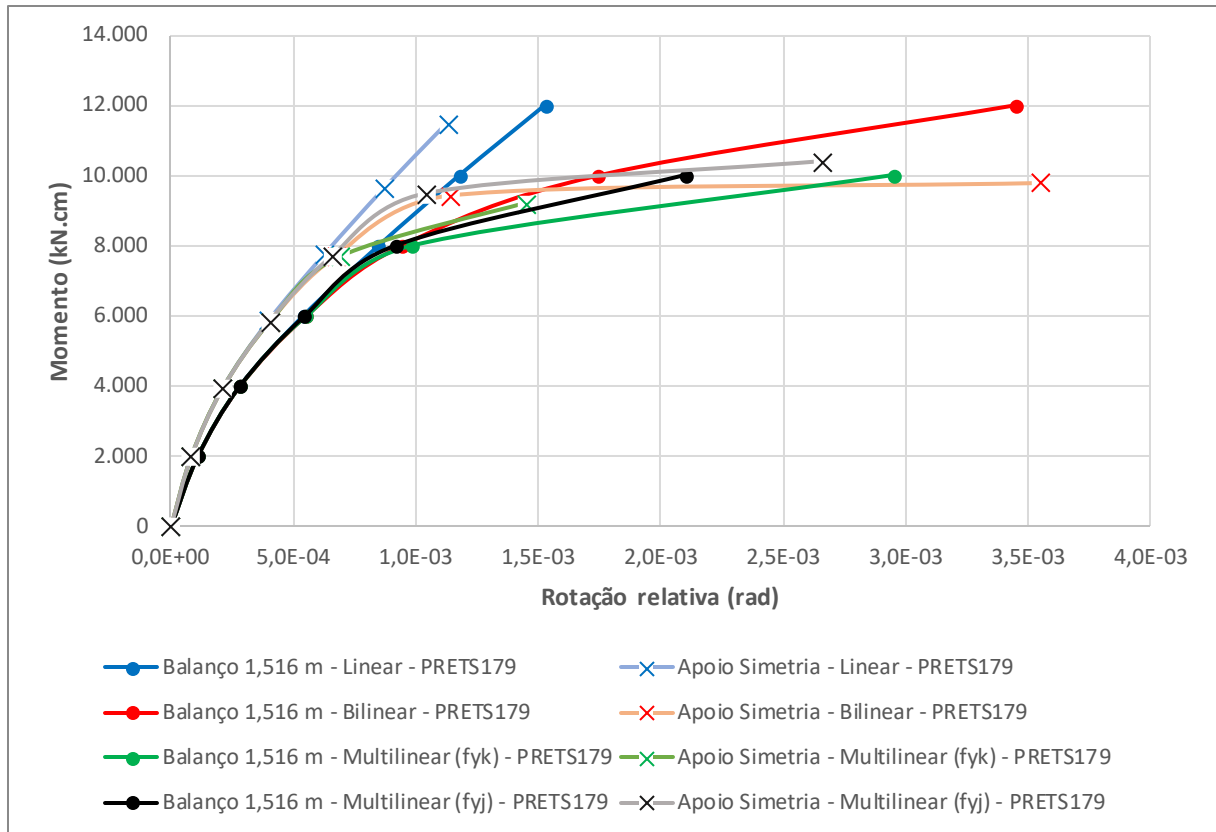


Como os resultados obtidos para os modelos com balanço de 1 metro e de 1,516 metro foram idênticos, utilizou-se apenas os resultados do modelo com balanço de 1,516 metro para comparação com os modelos simulados com a metade da viga biapoiada (simétrica), com o apoio simetria, conforme apresentado no Gráfico 6.26.

Como explicado anteriormente a viga apresenta perda de rigidez no programa ANSYS®, enquanto que o programa Ftool, utilizado para calibrar a mola com a

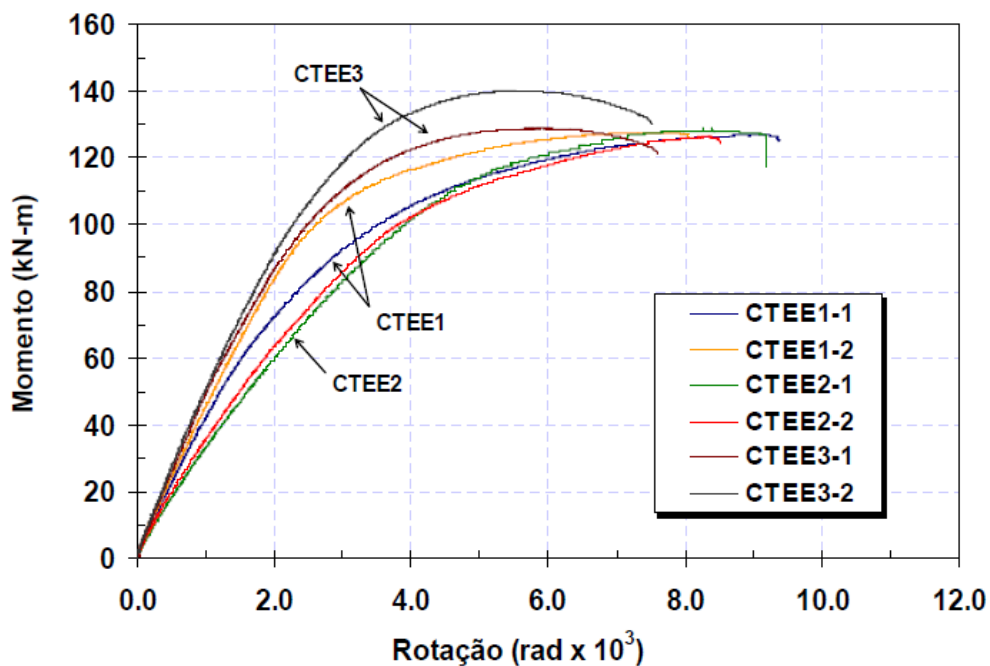
rigidez rotacional nos apoios, admite que a viga esteja com rigidez à flexão constante, apresentando resultados inadequados.

Gráfico 6.26 – Comparação entre as curvas momento-rotação dos modelos com balanço e com apoio simetria da ligação com chapa de topo estendida.



A seguir, o Gráfico 6.27 apresenta as curvas momento-rotação obtidas experimentalmente por Maggi (2004), com auxílio de um inclinômetro posicionado em uma seção da viga distante 125 mm da chapa de topo. Todos os modelos foram ensaiados duas vezes. Os modelos CTEE2 e CTEE3 referem-se a ligações com mesma configuração de CTEE1, porém com dimensões de chapa de topo de 19 e 25 mm, respectivamente. A variação observada entre os resultados experimentais pode ser explicada devido à ocorrência de algumas imperfeições geométricas nos perfis das vigas, conforme relatado por Maggi (2004).

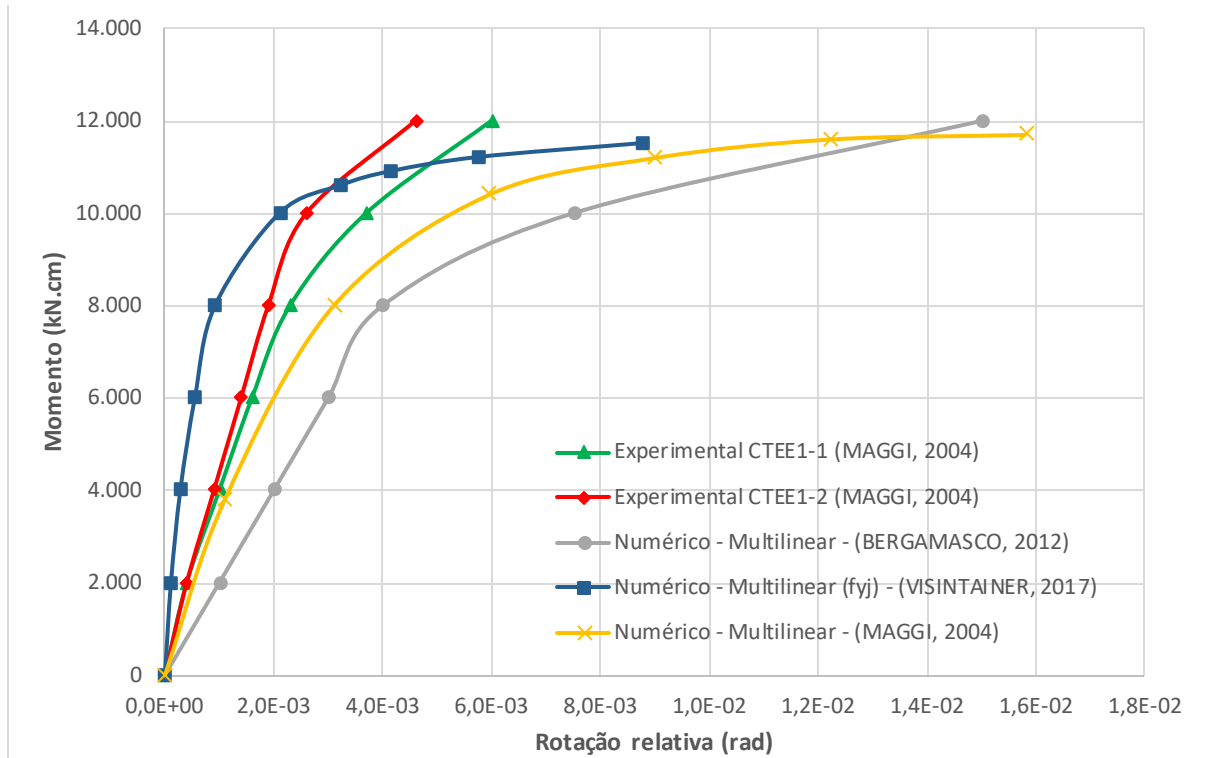
Gráfico 6.27 – Curvas momento-rotação para os protótipos CTEE – inclinômetro.



Fonte: Maggi (2004).

Utilizando o modelo multilinear experimental, denominado anteriormente como “Multilinear (f_{yj})”, porém com acréscimos menores de carregamento no trecho próximo à ruptura da ligação, para a comparação das curvas momento-rotação entre os modelos numéricos e experimental, para valores da curva até 100 kN.m, montou-se o Gráfico 6.28, no qual verifica-se que o modelo numérico do presente trabalho apresentou comportamento mais rígido, enquanto que o modelo numérico realizado por Bergamasco (2012) foi o mais flexível entre todos, seguido do modelo numérico de Maggi (2004).

Gráfico 6.28 – Comparação da curva momento-rotação entre os modelos numéricos, com viga em balanço, e experimental da ligação com chapa de topo estendida.



As diferenças podem ser explicadas pelas imperfeições geométricas citadas anteriormente, simplificações na modelagem e também pela dificuldade de obter o valor da rotação relativa nas ligações com chapa de topo estendida.

e) Classificação da ligação

A ligação com chapa de topo estendida pode ser classificada utilizando as curvas momento-rotação obtidas anteriormente conforme a sua rigidez rotacional. Para efeito de comparação com a ligação com dupla cantoneira, adotou-se o mesmo vão de viga de eixo a eixo de pilares como 3 metros e a ligação foi classificada pelo Eurocode 3 (2005).

Portanto, realizando uma regressão linear dos valores da curva momento-rotação até o momento fletor de 8000 kN.cm, que corresponde ao valor onde os modelos apresentaram comportamento muito próximo do elástico, obteve-se a

rigidez rotacional tangente inicial ($S_{j,ini}$) igual a 103.557,2 kN.m/rad para o modelo numérico e 39.365,5 para o modelo experimental.

A ligação é classificada como rotulada caso atenda a Equação 23.

$$S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot \frac{(2,05 \cdot 10^8) \cdot 5,19 \cdot 10^{-5}}{3,00} = 1.771,54 \text{ kN.m/rad} \quad (23)$$

As rigidezes tangentes iniciais do modelo numérico e experimental são muito superiores ao limite definido pela Equação 23, portanto, deve-se verificar a condição conservadora da Equação 24 que classifica a ligação como rígida para os casos em que a contenção lateral não reduz o deslocamento horizontal em pelo menos 80%.

$$S_{j,ini} \geq 25 \cdot \frac{(2,05 \cdot 10^8) \cdot 5,19 \cdot 10^{-5}}{3,00} = 88.577,08 \text{ kN.m/rad} \quad (24)$$

Verifica-se que a ligação seria classificada como rígida apenas para o modelo numérico, enquanto que modelo experimental seria classificado como semirrígido. Lembrando que não foi testada a condição de $K_b/K_c < 0,1$, que também classificaria o modelo numérico como semirrígido, caso fosse atendido.

Caso fosse considerada a condição em que o sistema de contenção lateral reduz em pelo menos 80% o deslocamento horizontal dos pórticos, a ligação é assumida como rígida caso atenda a Equação 25.

$$S_{j,ini} \geq 8 \cdot \frac{(2,05 \cdot 10^8) \cdot 5,19 \cdot 10^{-5}}{3,00} = 28.344,67 \text{ kN.m/rad} \quad (25)$$

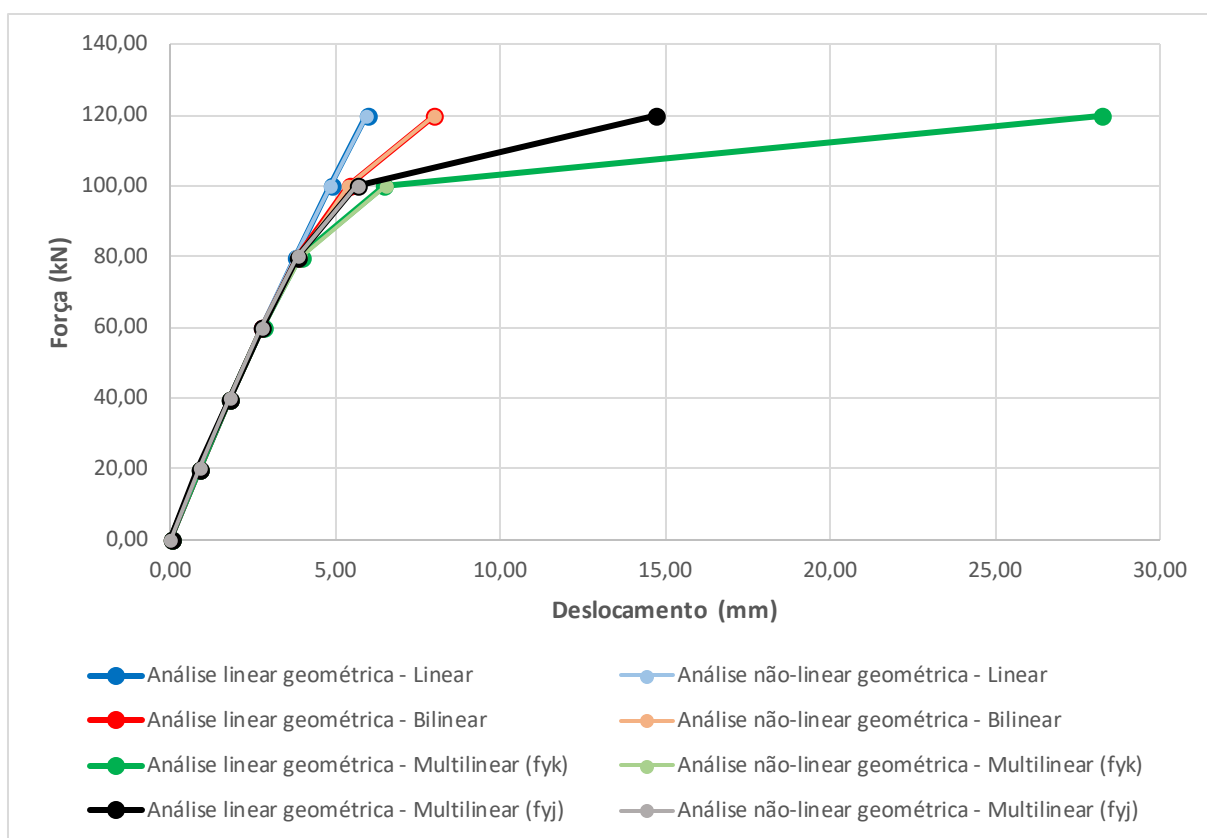
Dessa forma, ambos modelos teriam as ligações consideradas como rígidas, não sendo testada a condição de $K_b/K_c < 0,1$.

Cabe ressaltar que os valores limites calculados nas Equações 23 e 24 para a classificação das ligações como flexíveis (rotuladas) ou como rígidas também é usada pela NBR 8800 (2008).

6.2.2.4 Não-linearidade geométrica

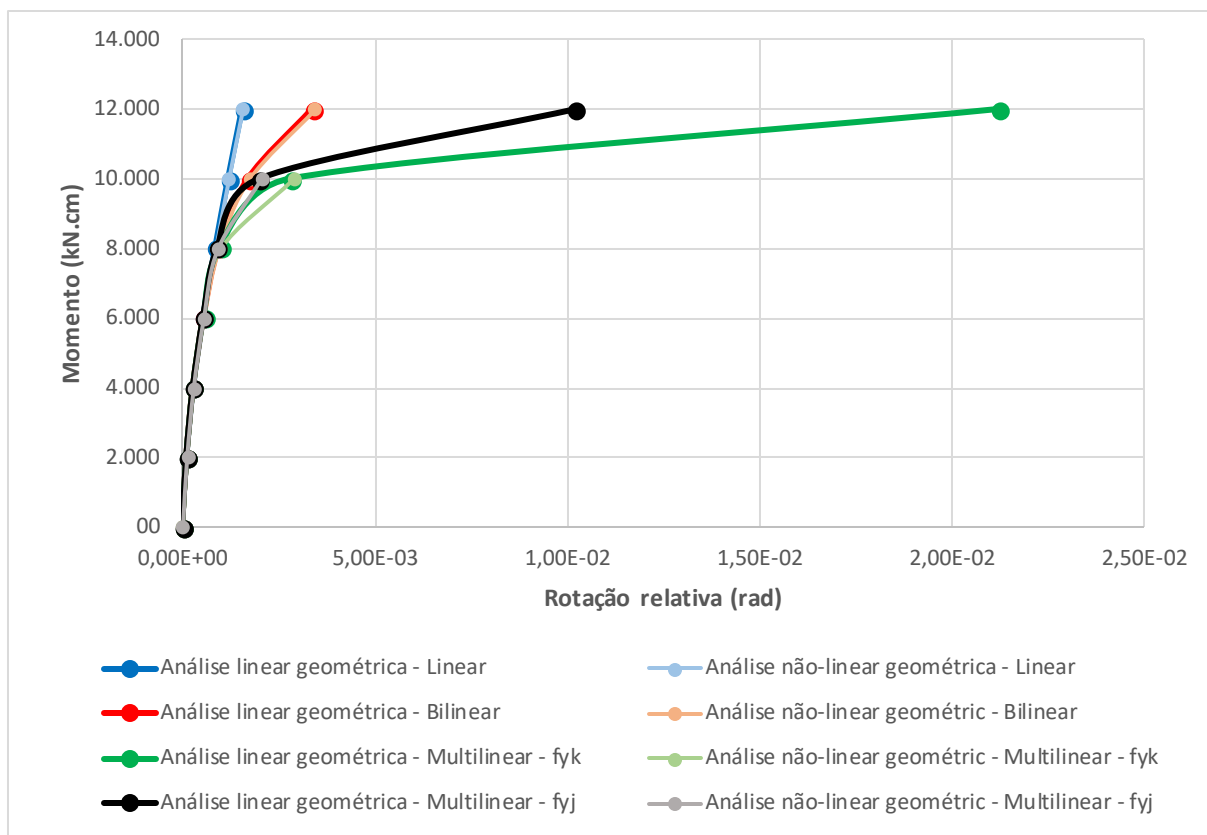
Comparando os resultados dos modelos com o elemento de protensão e com análise linear geométrica, nota-se pelo Gráfico 6.29 que os parafusos não sofreram ruptura como nos modelos com análise não-linear geométrica, mas o deslocamento na extremidade da viga teve um acréscimo significativo, principalmente no modelo com valores nominais dos pares de tensão-deformação.

Gráfico 6.29 – Comparação de deslocamento na extremidade da viga para as ligações com chapa de topo estendida: análise linear geométrica e não-linear geométrica.



A perda de rigidez verificada no aumento de deslocamento na extremidade da viga para o último carregamento refletiu na curva momento-rotação da ligação (Gráfico 6.30). Observa-se que a ligação apresentou maior ductilidade nas simulações com análise linear geométrica, porém os parafusos das duas linhas superiores já estavam apresentando distribuição de tensões de von Mises elevadas, muito próximas da sua resistência à ruptura em ambos modelos multilíneares.

Gráfico 6.30 – Comparação da curva momento-rotação para as ligações com chapa de topo estendida: análise linear geométrica e não-linear geométrica.



Maggi (2004) descreve que nos protótipos CTEE1-2, os parafusos sofreram “efeito alavanca” provocado pela deformação da chapa de topo, aumentando a sollicitação nos parafusos tracionados da linha interna às mesas da viga e consequente colapso da ligação.

Dessa forma, os modelos conseguiram indicar que a ligação iria apresentar colapso nos parafusos, já que nenhum modelo chegou no momento de plastificação da viga que é próximo de 140 kN.m (14.000 kN.cm).

6.2.2.5 Tempo de processamento

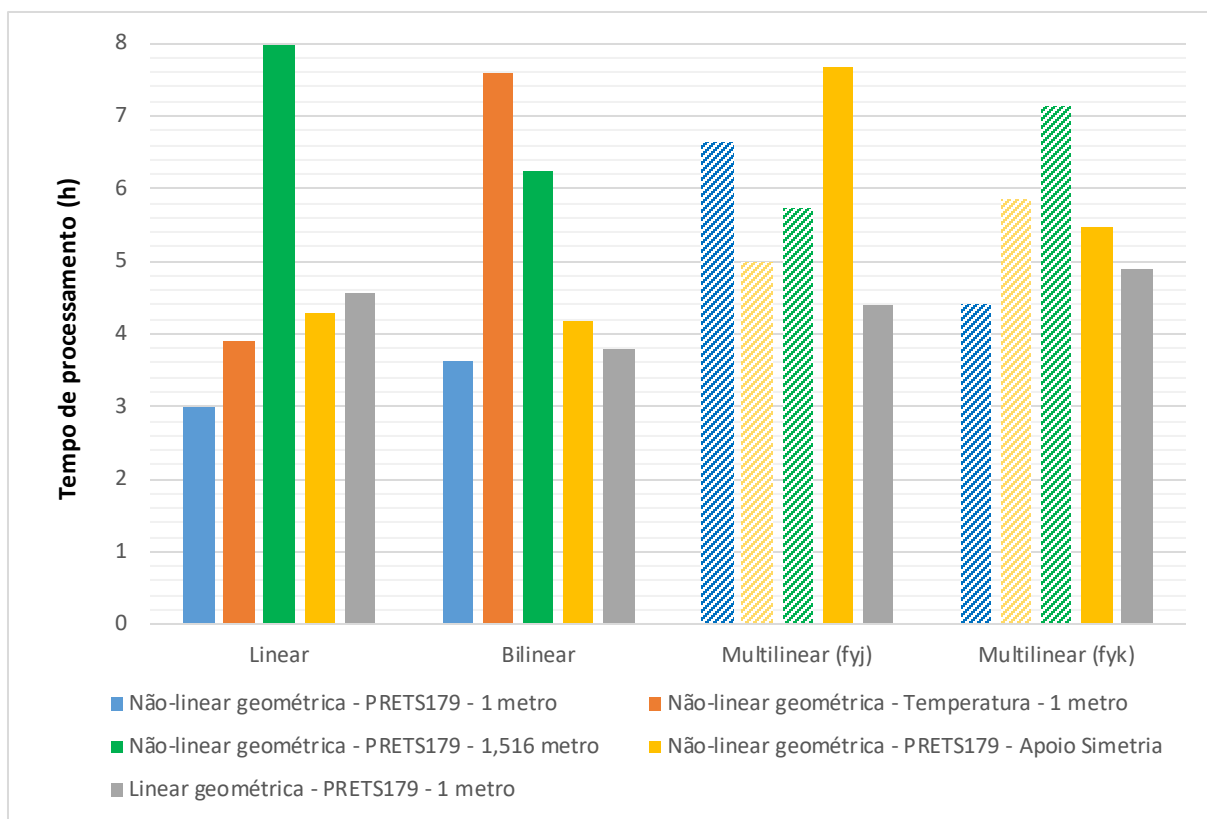
Para a ligação com chapa de topo estendida, 21 modelos foram processados, variando a forma de protensão, o modelo constitutivo dos materiais e os efeitos de grandes e pequenos deslocamentos. Entre os 21 modelos, 4 deles foram simulados

com o apoio simetria, os modelos restantes utilizaram o modelo de viga com balanço de 1 metro e de 1,516 metro.

Cada modelo foi submetido a 7 etapas de carregamento, sendo que a primeira etapa é constituída pela aplicação da protensão e as demais correspondem aos incrementos no carregamento. A única exceção foi o modelo “Multilinear (fyj)” de viga com balanço de 1,516 metro que além das 7 etapas anteriores, também foi submetido a 11 etapas de carregamento, apresentando convergência até a 10ª etapa, com incrementos de carregamento menores no trecho próximo à ruptura.

O Gráfico 6.31 ilustra o tempo de processamento utilizado para cada modelo, sendo que as barras hachuradas correspondem aos modelos que não apresentaram convergência. Verifica-se que o tempo de processamento foi bem inferior comparado com o tempo necessário para as ligações com dupla cantoneira. O modelo com balanço de 1,516 metro que utilizou elemento de protensão e diagrama linear foi o que levou maior tempo de processamento, 7 horas e 58 minutos. Por outro lado, o modelo com balanço de 1 metro que utilizou o elemento de protensão e diagrama linear foi processado em 3 horas, sendo o modelo com menor tempo.

Gráfico 6.31 – Tempo de processamento dos modelos da ligação com chapa de topo estendida.



No tempo de processamento dos modelos com aplicação da protensão por variação de temperatura não foram considerados o tempo necessário para calibração da força de protensão necessária.

Dessa vez, os modelos de balanço de 1 metro e com análise linear geométrica apresentaram um aumento no tempo de processamento quando comparados os modelos lineares e bilineares com análise não-linear geométrica, porém, foram os únicos modelos que atingiram a convergência para os diagramas multilíneares.

Em média, cada modelo levou 5 horas e 18 minutos para processar, ou seja, cerca de 45 minutos para processar cada uma das 7 etapas de carregamento.

O modelo "Multilinear (fy)" de viga com balanço de 1,516 metro submetido a 11 etapas de carregamento não está apresentado no Gráfico 6.31, mas precisou de 11 horas e 50 minutos para processar e também não apresentou convergência.

7 CONCLUSÕES

A correta consideração do comportamento complexo das ligações em estruturas de aço nas análises estruturais ainda é um desafio para os projetistas estruturais, fazendo com que na maioria dos casos as ligações sejam idealizadas como perfeitamente rígidas, onde não há rotação relativa entre os elementos conectados, ou articuladas, em que a rotação relativa entre os elementos é livre. Sabe-se que as ligações se comportam de maneira intermediária aos comportamentos idealizados, denominado de semirrígido.

Certas ligações viga-pilar, como a ligação com dupla cantoneira parafusada-parafusada, usualmente são consideradas como perfeitamente articuladas nos projetos estruturais, apesar de possuírem certa rigidez rotacional que poderia contribuir para a estabilidade em estruturas à esforços horizontais. Enquanto que ligações com chapa de topo estendida são usualmente adotadas como perfeitamente rígidas, porém, dependendo da sua geometria, a ligação pode ter rigidez rotacional que a classificaria como semirrígida.

Dessa forma, utilizando o programa ANSYS®, que emprega o Método dos Elementos Finitos, foram desenvolvidos modelos numéricos com elementos volumétricos com o objetivo de representar o comportamento das ligações viga-pilar com dupla cantoneira e com chapa de topo estendida submetidas à esforços de flexão.

Nos modelos numéricos, duas formas de protensão foram avaliadas: através da variação de temperatura e através do elemento de protensão PRETS179 do programa. Além disso, para efeito de comparação com os resultados experimentais e modelos analíticos presentes na literatura, foram variadas as propriedades dos materiais e as condições de contorno.

Para a ligação com dupla cantoneira, os resultados analíticos demonstraram uma grande variação na curva momento-rotação da ligação, demonstrando que apesar da simplicidade de utilização, são modelos válidos apenas para os limites dos dados de origem. Por não serem modelos brasileiros, a geometria e os materiais das ligações utilizadas na elaboração dos modelos acabam fugindo um pouco dos

padrões nacionais. Apesar disso, o modelo de Ang e Morris (1984) demonstrou boa correlação com o trecho inicial da curva experimental, divergindo posteriormente por um provável escorregamento no contato entre os parafusos da viga e as cantoneiras no resultado experimental, perdendo um pouco de rigidez rotacional.

As duas formas de aplicação de protensão nos parafusos da ligação com dupla cantoneira apresentaram comportamentos bem similares entre si e atingiram a força de protensão desejada, contudo, a necessidade de calibração da variação de temperatura demanda um tempo maior comparado com a aplicação utilizando o elemento de protensão.

Verificou-se nos modelos numéricos dessa ligação que a viga permaneceu em regime elástico, mas os deslocamentos na extremidade livre dos modelos em balanço demonstraram um comportamento não linear. Isso ocorreu devido ao escorregamento entre as superfícies de contato dos parafusos da viga com as cantoneiras. Após o contato do fuste dos parafusos com a parede do furo, o deslocamento voltou a ser linear. Por outro lado, nos modelos com apoio simetria, observou-se que os deslocamentos do modelo numérico foram praticamente idênticos aos resultados experimentais, apresentando pequena divergência apenas para os carregamentos finais.

Além disso, observou-se que o comportamento numérico das ligações foi idêntico, independentemente do tamanho do balanço ou do uso do apoio simetria e das propriedades dos materiais, uma vez que os materiais permaneceram no regime elástico. Ao comparar com os resultados experimentais, a semelhança inicial das curvas momento-rotação permitiu classificar a ligação como semirrígida através do Eurocode 3 (2005), tanto para os modelos numéricos, quanto para os resultados experimentais, demonstrando que apesar dessa ligação possuir pequena rigidez rotacional, ela poderia contribuir para a estabilidade global caso considerado na análise estrutural.

Ao levar a ligação até o seu colapso, obteve-se o momento resistente de cálculo da ligação. Esse valor foi utilizado para calcular a rigidez rotacional a ser empregado em uma análise estrutural elástica, porém o Eurocode 3 (2005) não apresenta um coeficiente de redução da rigidez rotacional tangente inicial para ligações com dupla cantoneira.

Para a ligação com chapa de topo estendida, os modelos analíticos não foram utilizados devido às diferenças entre a geometria da ligação do presente trabalho com a geometria adotada para elaboração dos modelos analíticos.

Quanto a aplicação da protensão, os resultados novamente foram satisfatórios e ambas as formas de aplicação atingiram o valor da força de protensão. Esses valores refletiram no comportamento da ligação, onde os resultados foram bem próximos, independente da forma de protensão utilizada para um mesmo modelo constitutivo dos materiais.

Como o carregamento nesses modelos superou a tensão de escoamento dos materiais, os resultados dos modelos numéricos apresentaram uma boa diferença entre si e, em alguns casos, os modelos numéricos multilíneares não apresentaram convergência para o último carregamento, demonstrando o colapso da estrutura.

O deslocamento na extremidade livre da viga obtido através do modelo numérico multilíneo foi bem próximo ao obtido numericamente por Maggi (2004), porém, ambos modelos numéricos apresentaram deslocamentos menores quando comparado com o modelo experimental para um determinado carregamento. Esse comportamento se inverteu quando as curvas momento-rotação foram comparadas, sendo os modelos numéricos de outros autores mais flexíveis que o resultado experimental.

A diferença entre os resultados da curva momento-rotação pode ser explicada pela dificuldade de obtenção das rotações relativas nas ligações com chapa de topo estendida por serem rotações muito baixas, além das imperfeições geométricas que foram observadas no ensaio em laboratório. Porém, os modelos numéricos multilíneares foram capazes de prever que o colapso na ligação ocorreria pela ruptura dos parafusos.

No caso da utilização do apoio simetria, a montagem da curva momento-rotação, utilizando como auxílio o programa Ftool, não demonstrou bons resultados para a ligação com chapa de topo. Os modelos do ANSYS® perdem rigidez devido ao escoamento de alguns elementos da ligação, como os parafusos, a chapa de topo e a viga, com o aumento das tensões solicitantes, enquanto que o programa Ftool considera a rigidez como constante, subestimando o valor da rigidez rotacional após o escoamento dos materiais.

A ligação com chapa de topo estendida também foi classificada utilizando o Eurocode 3 (2005). A ligação do modelo numérico apresentou uma rigidez bem elevada e foi classificada como rígida. Porém, os resultados experimentais apenas classificam a ligação como rígida para o caso em que a contenção lateral reduz em pelo menos 80% o deslocamento horizontal, caso contrário, a ligação seria classificada como semirrígida.

Conclui-se que os modelos numéricos apresentaram bons resultados para ambas as ligações quanto ao seu comportamento à flexão simples, apesar dos modelos numéricos possuírem simplificações e não considerarem tensões residuais ou imperfeições geométricas que ocorreram nos ensaios experimentais. Já os modelos analíticos mostraram-se limitados e com comportamentos bem diversos.

Por fim, a utilização de um comportamento das ligações mais próximo da realidade é desejável pelos projetistas estruturais, porém o alto custo de ensaios experimentais dificultam a consideração da rigidez rotacional nas análises estruturais. Dessa forma, os modelos numéricos que utilizam o Método dos Elementos Finitos tornam-se uma ferramenta potencial para obtenção do comportamento da ligação por apresentar bons resultados.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar continuidade nas pesquisas sobre ligações em estruturas de aço, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Nas análises numéricas, avaliar a influência da modelagem e da rigidez do pilar na curva momento-rotação das ligações em aço;
- Verificar o comportamento global da estrutura ao considerar a semirrigidez da ligação com dupla cantoneira e a possível redução da contenção lateral;
- Avaliar a influência da variação da espessura da chapa em ligações com chapa de extremidade na rigidez rotacional;
- Observar o comportamento das ligações viga-pilar quando submetidas a outros tipos de carregamentos, como por exemplo, carregamentos cíclicos ou submetido a altas temperaturas;

- Elaborar rotinas em que sejam inseridas as propriedades de algumas ligações e sejam montados documentos de texto para entrada automatizada no ANSYS®;

- Ensaiar outras ligações com geometrias usualmente adotadas no Brasil para criação de um banco de dados e elaboração de um modelo analítico mais próximo das características brasileiras;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOLMAALI, A.; MATTHYS, J. H.; FAROOQI, M. Development of moment–rotation model equations for flush end-plate connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 12, p. 1595-1612, Dec. 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360-16**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2016.

ANG, K. M.; MORRIS, G. A. Analysis of three-dimensional frames with flexible beam-column connections. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 11, n. 2, p. 245-254, June 1984.

ANSYS. **User's manual**. Versão 14. ANSYS, Inc. Canonsburg, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BAHAARI, M. R.; SHERBOURNE, A. N. 3D simulation of end-plate bolted connections. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, n. 11, p. 3122-3136, Nov. 1994.

_____. Structural behavior of end-plate bolted connections to stiffened columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, n. 8, p. 926-935. Aug. 1996a.

_____. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns – II. Extended endplate connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 40, n. 3, p. 189-223, Dec. 1996b.

_____. Behavior of eight-bolt large capacity endplate connections. **Computer and Structures**, v. 77, n. 3, p. 315-325, June 2000.

BELL, W. G.; CHESSON Jr., E.; MUNSE, W. H. **Static tests of standard riveted and bolted beam-to-column connections**. University of Illinois, Engineering Experiment Station, n. 146, Jan. 1958.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2 ed. São Paulo: Editora Pini, 2008.

BERGAMASCO, P. D. A. **Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**: análise numérica. 2012. 396 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

BESSA, W. O. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento – pavimento tipo e ligações isoladas**. 2009.

266 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

BURSI, O. S.; JASPART, J. P. Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections. **Computers and Structures**, v. 69, n. 3, p. 361-382, Nov. 1998.

CHAN, S. L.; CHUI, P. T. **Non-linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-Rigid Connections**. Oxford: Elsevier, v. 2, p. 93-120, May 2000.

CHEN, W. F.; LUI, E. M. Static Flange Moment Connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 10, p. 39-88, 1988.

CHEN, W. F.; LUI, E. M. **Stability Design of Steel Frames**. CRC Press, 1991.

CHEN, W. F.; KISHI, N. Semirigid steel beam-to-column connections: data base and modeling. **Journal of Structural Engineering**, v. 115, n. 1, p. 105-119, Jan. 1989.

CISER Parafusos e Porcas. **Parafusos para estruturas metálicas**. Joinville, SC, 2016. Disponível em: <<http://www.ciser.com.br/htcms/media/pdf/destaques/br/fo lheto-parafusos-estruturas-metalicas.pdf>>. Acesso em: 26 jun. 2016.

DÍAZ, C.; MARTÍ, P.; VICTORIA, M.; QUERIN, O. M. Review on the modeling of joint behaviour in steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 5, p. 741-758, May 2011.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1993-1-8** - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. Brussels, 2005. 133 p.

EUROPEAN COOPERATION IN THE FIELD OF SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH (COST C1). **Control of the semi-rigid behavior of civil engineering structural connections**. Belgium, Nov. 1999.

FERAREZ, C. S.; GOEDEL, F.; PRAVIA, Z. M. C. Estudo numérico experimental para avaliação de uma ligação parafusada viga-coluna com chapa de topo. **Teoria e Prática na Construção Civil**, n. 22, p. 25-32, out. 2013.

FREITAS, D. B de; GOEDEL, F. PRAVIA, Z. M. C. Rigidez de ligações flexíveis viga-coluna do tipo dupla cantoneira. In: VI Congresso Latinoamericano da Construção Metálica – CONSTRUMETAL, 2014. São Paulo/SP. **Anais...** São Paulo/SP: ABCEM, 2014.

FRYE, M. J.; MORRIS, G. A. Analysis of flexibly connected steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 2, n. 3, p. 280-291, Sept. 1975.

GONG, Y. Single-angle all-bolted shear connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 6, p. 1337-1345, June 2009.

HAYALIOGLU, M.S.; DEGERTEKIN, S. O. Minimum cost design of steel frames with semi-rigid connections and column bases via genetic optimization. **Computers and Structures**, v. 83, n. 21-22, p. 1849-1863, Aug. 2005.

HONG, K.; YANG, J. G.; LEE, S. K. Moment–rotation behavior of double angle connections subjected to shear load. **Engineering Structures**, v. 24, n. 1, p. 125-132, Jan. 2002.

JAYACHANDRAN, A. S. *et al.* Investigations on the behaviour of semi-rigid endplate connections. **Advanced Steel Construction**, v. 5, n. 4, p. 432-451, 2009.

KISHI, N.; CHEN, W. F. **Data base of steel beam-to-column connections.** Structural Engineering Report, n. CE-STR-86-26, July 1986.

KONG, Z.; KIM, S. E. Numerical estimation of the initial stiffness and ultimate moment capacity of single-web angle connections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 121, p. 282-290, June 2016.

MAGGI, Y. I. **Análise numérica, via M.E.F., do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo.** 2000. 235 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

_____. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida.** 2004. 269 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MEDEIROS, J. de S.; KAMINSKI Jr. J.; ALVA, G. M. S. Determinação da rigidez rotacional de ligações com dupla cantoneira em estruturas de aço. In: V Congresso Latinoamericano da Construção Metálica – CONSTRUMETAL, 2012, São Paulo/SP. **Anais...** São Paulo/SP: ABCEM, 2012.

MORRIS, G. A.; PACKER, J. A. Beam-to-column connections in steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 14, n. 1, p. 68-76, Feb. 1987.

OSTRANDER, J. R. **An experimental investigation of end plate connections.** Master's Thesis. University of Saskatchewan, Canada, 1970.

PRABHA, P. *et al.* Modified Frye–Morris polynomial model for double web-angle connections. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, v. 7, n. 3, p. 295-306, Sept. 2015.

PRELORENTZOU, P. A. **Um estudo sobre ligações viga-coluna em estruturas de aço.** 1991. 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

QUEIROZ, G. **Estudo do comportamento e sistematização do projeto de ligações rígidas entre perfis I com almas coplanares.** 1992. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1992.

RAMBERG, W.; OSGOOD, W. R. **Description of stress-strain curves by three parameters**. National Advisory Committee for Aeronautics, Technical note n. 902, July 1943.

RIBEIRO, L. F. L. **Estudo do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo: Análise teórico-experimental**. 1998. 524 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

RICHARD, R. M.; ABBOTT, B. J. Versatile elastic-plastic stress-strain formula. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 101, n. 4, p. 511-515, 1975.

SILVA, F. L. **Avaliação do comportamento estrutural de ligações viga-coluna parafusadas com cantoneiras duplas na alma**. 2016. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2016.

SILVA, G. H. **Escolha de parâmetros para análise de contato entre corpos elásticos usando elementos finitos e redes neurais**. 2009. 126 f. Dissertação – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

SOUZA, A. S. C. de. **Ligações em estruturas de aço**. São Carlos: EdUFSCar, 2013. 100 p.

SWANSON, J. A. **Characterization of the strength, stiffness, and ductility behavior of T-stub connections**. Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, Aug. 1999.

VELLASCO, P. C. G. da S. et al. **Modelagem de estruturas de aço e mistas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 335 p.

WALES, M. W.; ROSSOW, E. C. Coupled moment-axial force behavior in bolted joints. **Journal of Structural Engineering**, v. 109, n.5, p. 1250-1266, May 1983.

WILSON, W. M.; THOMAS, F. P. **Fatigue tests of riveted joints**. University of Illinois, Engineering Experiment Station, n. 302, May 1938.